



TITLE:

山地小溪流からの流木を伴う土砂
流出による災害に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

石川, 芳治

CITATION:

石川, 芳治. 山地小溪流からの流木を伴う土砂流出による災害に関する
研究. 京都大学, 1990, 農学博士

ISSUE DATE:

1990-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r7193>

RIGHT:

山地小溪流からの流木を伴う土砂流出 による災害に関する研究

1989年

石川 芳治

山地小溪流からの流木を伴う土砂流出
による災害に関する研究

1989年

石川芳治

目 次

緒 論	-----	1
第 1 章 流木の実態と発生流木の推定法	-----	4
1.1 概 説	-----	4
1.2 流木による被害の実態	-----	4
1.2.1 流木による被害の分類	-----	4
1.2.2 流木による被害の例	-----	5
1.3 流木の発生原因・形態	-----	7
1.4 溪流における流木収支	-----	8
1.5 発生した流木の特徴	-----	10
1.6 流木の発生・流下量の推定	-----	11
1.6.1 調査目的と調査手法	-----	11
1.6.2 土石流とともに発生する流木本数	-----	17
1.6.3 発生流木の幹材積	-----	18
1.6.4 流木の流出率	-----	20
1.7 結 語	-----	20
第 2 章 土石流による家屋の被災度の推定法	-----	23
2.1 概 説	-----	23
2.2 家屋の被災度調査方法	-----	23
2.3 家屋の構造と被災度	-----	24
2.4 土石流の氾濫・堆積に係わる各種のパラメーターと家屋の被災度	-----	25
2.4.1 氾濫開始点からの距離と家屋の被災度	-----	25
2.4.2 地盤勾配と家屋の被災度	-----	26
2.4.3 土砂堆積厚と家屋の被災度	-----	26
2.4.4 エネルギー指標と家屋の被災度	-----	27
2.5 土石流流体力と家屋の被災度	-----	28
2.5.1 土石流により家屋に働く力	-----	28
2.5.2 家屋の持つ水平耐力	-----	29
2.5.3 土石流により家屋に働く流体力と家屋の被災度	-----	30
2.5.4 シミュレーション計算による流体力分布と家屋の被災度	-----	31

2.6	結 語	41
第3章	流木の運動、堆積機構	44
3.1	概 説	44
3.2	水路上での流木の移動、停止条件	44
3.2.1	実験概要	44
3.2.2	実験結果ならびに考察	45
3.3	狭窄部における流木の通過と停止	47
3.3.1	実験概要	47
3.3.2	実験結果ならびに考察	48
3.4	扇状地における流木の運動と堆積機構	48
3.4.1	実験概要	48
3.4.2	洪水による流木の運動と堆積（実験A）	52
3.4.3	土石流による流木の運動と堆積（実験B）	57
3.4.4	土石流による流木の堆積実態	66
3.5	結 語	75
第4章	砂防施設および流木対策施設の流木制御機能	78
4.1	概 説	78
4.2	流木止めスクリーンによる流木捕捉機能および透過型 砂防ダム	79
4.2.1	実験概要	79
4.2.2	流木止めスクリーンと流木捕捉率	80
4.2.3	流木止めスクリーン付砂防ダムの機能	87
4.2.4	透過型砂防ダムの機能	87
4.3	砂防ダムおよび流木止め付砂防ダムの流木捕捉機能	88
4.3.1	実験概要	88
4.3.2	砂防ダムによる流木捕捉機能	91
4.3.3	流木止め付砂防ダムによる流木捕捉機能	94
4.3.4	水褥池による流木捕捉機能	97
4.3.5	砂防ダム堆砂域における流木堆積面積	99
4.4	結 語	100

第 5 章	流木の衝突を考慮した鋼製流木止め部材の設計法	103
5.1	概 説	103
5.2	鋼材に対する衝撃載荷実験	103
5.2.1	実験の目的	103
5.2.2	実験概要	104
5.2.3	実験結果と考察	106
5.3	鋼製流木止め部材の設計法	115
5.3.1	鋼製流木止め部材の設計手順	115
5.3.2	鋼製流木止め部材の設計例	117
5.4	結 語	119
結 論		122
謝 辞		125

緒 論

我国の国土の約3/4は山地であり、その大部分は森林により覆われている。このため、山地小渓流の流域で、豪雨等により山腹崩壊、溪岸崩壊等が発生すると、土砂とともに多量の流木が発生して、土石流や洪水とともに下流へ流下する。このような多量の流木の、溪流や河川への流下にともない、流木が溪流や河道、あるいは道路のカルバートボックス、橋梁を閉塞して土砂や洪水の氾濫を引き起こして、下流の人家への被害を増大させたり、道路や橋梁の流出を招く事例がしばしば生じている。このような流木による被害は比較的多いにもかかわらず流木対策は遅れており、流木対策施設を設置している溪流は極めて少ない。この原因としては土砂に比べて、流木による被害の実態が正確に把握されておらず、流木に対する一般の認識が浅いことと、流木の発生、流下、堆積機構に関する研究が遅れており、さらに流木対策施設の計画、設計基準もないことが挙げられる。

流木に関する研究としてはこれまで、主として砂防ダムの堆砂地、砂防ダムの主ダムと副ダムの間における流木の流下、堆積及び砂防ダムや水路上に設置した柵状構造物による流下阻止法に関して基礎的な実験や検討が佐々木¹⁾、水原^{2),3)}、水原ら^{4),5)}、瀬尾ら⁶⁾、によりなされてきている。

しかしながら流木対策の計画を作成するためには流木の発生・流下実態、流木の発生量と流木の大きさ、水路や狭窄部における流木の移動・停止条件、扇状地における流木の堆積機構等について解明する必要がある。また流木対策施設の設計手法を確立するためには流木止めスクリーンによる流木捕捉率を算定する手法、砂防ダム及び流木止め付砂防ダムの流木捕捉効果、流木の衝突による鋼製流木止め部材の変位について検討を行い、その機構を解明しこれを体系的にまとめて実用的な流木対策のための調査、計画、設計、維持管理手法を作成する必要がある。

このような未解明な事項を解明するために、著者は土石流及び崩壊により発生した流木の実態調査を実施するとともに室内水路模型実験、屋外扇状地模型実験及び室内における流木の鋼材に対する衝突実験等を行い、流木の発生、流下、堆積機構と流木対策施設の設計手法に関する研究を行ってきた^{7)~11)}。

一方、山地小渓流で発生する流木を伴う土砂流出の代表的な形態である土石流の発生、流下、堆積機構の解明は近年進んで来ており、これに伴って土石流危険溪流の調査方法、土石流の警戒、避難のための基準雨量の設定手法、土石流対策施設の設計手法等がほぼまとまってきている。また、最近では水理学的な根拠に基づいた氾濫シミュレーション計算も開発されてきており、これにより計画対象規模の土石流の氾濫範囲をかなりの精度で推定することもほぼ可能な段階になってきている。しかしながら、土石流の氾濫・堆積と家屋の被災度の関係についてはこれまでいくつかの災害実態調査¹²⁾や

模型実験¹³⁾等が行われてきているものの、いまだ不明の点も多い。土石流の氾濫による家屋の被災度の推定手法は土石流危険区域内の土地利用計画、住民の土石流への対応、土石流に強い住宅や街づくり等の検討に当たり最も基本的な事項であり、土石流による災害の対策を検討する上でその必要性が高い。

これらの問題点を解明するため著者は昭和63年7月に広島県加計町を中心として発生した土石流災害を例に採り、現地調査と土石流氾濫シミュレーション計算により土石流の流下、氾濫による家屋の被災度の推定法を研究してきた^{14)、15)}。

本論文はこれまで著者が実施してきた、山地小溪流で発生して災害を引き起こす事例の多い、流木を伴う土砂災害に関する研究結果を述べている。特に、流木による災害実態、土石流による家屋の被災度推定法、流木の運動、堆積機構及び流木対策施設の機能と設計法に関して研究の成果を取りまとめたものであり、次の5章から成っている。その構成は以下のとおりである。

第1章では流木に関する問題提起としてまず流木による被害の実態を整理する。さらに崩壊や土石流に伴う流木の発生要因・形態を整理するとともに災害実態調査を行い流木対策の検討にとって重要な、溪流における流木収支、流木の特徴、発生流木本数、発生流木幹材積の推定法について検討する。

第2章では山地小溪流における代表的な自然災害の一つであり、多量の流木を伴うことの多い土石流について検討する。土石流による家屋被害の実態調査結果と土石流氾濫シミュレーション計算を用いて土石流流体力分布と家屋の被災度の関係について検討し土石流の氾濫による家屋の被災度推定手法を考察する。

第3章では流木を取り扱う上で基本となる水路、狭窄部、扇状地における流木の運動と堆積機構について主として室内及び屋外水理模型実験により理論的に検討を行う。また、既往の災害実態調査結果との比較、検討を行う。

第4章では流木対策施設として一般に用いられている流木止めスクリーンについて流木の大きさとスクリーンの間隔及び水理条件から流木の捕捉率を推定する方法を水理模型実験により検討する。また、砂防ダムおよび流木止めスクリーン付砂防ダムの流木捕捉機能についても水理模型実験により検討する。

第5章では鋼製流木止め施設の設計手法に関連して実物大の流木及び巨礫を実物大の鋼材に衝突させて鋼材の塑性変位と鋼材の静的及び衝撃エネルギー吸収能との関係について検討を行い、これより得られる結論をもとに鋼製流木止め部材の設計法を検討する。また、この設計法をもとに、鋼製流木止め部材の設計例を示す。

最後に、本論文の研究成果を要約して結論としている。

参考文献

- 1) 佐々木 八郎：砂防ダム付近における流木阻止に関する実験的研究、信州大学工学部紀要、第13号、pp. 59～89、1962
- 2) 水原邦夫：砂防ダムと流木(I)－流木群の堆積開始と運動機構－、新砂防、第28巻、第2号、pp. 17～24、1975
- 3) 水原邦夫：砂防ダムと流木(II)－流木群の堆積機構と堰上機構－、新砂防、第28巻、第3号、pp. 17～23、1976
- 4) 水原邦夫、南 哲行、武居有恒：流木の流下阻止に関する基礎的研究(I)、新砂防、第32巻、第2号、pp. 10～16、1979
- 5) 水原邦夫、武居有恒、南 哲行、：流木の流下阻止に関する基礎的研究(II)、新砂防、第32巻、第3号、pp. 9～16、1980
- 6) 瀬尾克美、水山高久、大場 章、上原信司、：土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究、土木技術資料、第26巻、第2号、pp. 9～13、1984
- 7) ISHIKAWA, Yoshiharu and MIZUYAMA, Takahisa: An Experimental Study on Permeable Sediment Control Dams as a Countermeasure against Floating logs, 6th Congress Asian and Pacific Regional Division International Association for Hydraulic Research, Proceeding Vol. II-2, pp. 723～730, July, 1988
- 8) 石川芳治、水山高久、鈴木浩之：崩壊・土石流に伴う流木の実態と調査法、土木技術資料、第31巻、第1号、pp. 23～29、1989
- 9) 石川芳治、水山高久、福澤 誠：土石流に伴う流木の発生及び流下機構、新砂防、第42巻、第3号 pp. 4～10、1989
- 10) 石川芳治、水山高久、福澤 誠：砂防ダム及び流木止めスクリーンによる流木捕捉効果、土木技術資料、第31巻、第9号、pp. 41～47、1989
- 11) 石川芳治、水山高久、浅井信秀：流木の衝突による鋼材の変形に関する実験的研究、新砂防投稿中
- 12) 長崎大学学術調査団：長崎豪雨による災害の調査報告書、1982
- 13) 水山高久、下東久巳：土石流の堆積と家屋の破壊、土木技術資料、第26巻、第7号、p. p22～27、1984
- 14) 水山高久、石川芳治：土石流による家屋の被災度、新砂防、第42巻、第1号、pp. 22～25、1989
- 15) 石川芳治、水山高久、栗原淳一、福澤 誠：昭和63年広島県加計町を中心として発生した土石流による家屋被害、平成元年度砂防学会研究発表会 概要集 PP. 15～18、1989

第1章 流木の実態と発生流木の推定法

1.1 概説

山地小溪流から発生する流木により引き起こされる災害についてはこれまでいくつかの文献^{1)～5)}で触れられているものの、土石流や洪水に比較してその取扱は小さく、一般には、その重要性についての認識が低かったと言える。このことが流木対策の進展や流木に関する調査研究を遅らせてきた大きな要因となっている。流木対策や流木に関する調査研究を実施するに当たっては流木の発生、流下、堆積に関する実態や流木により引き起こされる災害現象を十分に把握しておくことが重要である。このような観点に立って第1章ではまず土石流や洪水の災害事例に関する既往文献及び現地調査等から流木により引き起こされる災害の実態、流木の発生原因、形態、溪流における流木収支、発生・流下した流木の特徴についてとりまとめる。さらに、昭和57年の長崎災害、昭和62年の山形県温海町災害及び昭和63年の広島県加計町災害における流木実態調査結果をもとに流木対策の検討に当たって重要な土石流と共に発生・流下する流木の量（本数、幹材積）を推定する経験式を検討する。

1.2 流木による被害の実態

1.2.1 流木による被害の分類

流木による被害の形態を大きく分類すると①流木が橋梁・カルバート、水路等に詰まることにより土石流や洪水が河道から溢れて周辺や下流の人家、施設等に被害を与える（写真-1.1及び1.2）②流木が橋梁に詰まって上流で土石流や洪水がダムアップしこれらによる流体力や水圧により押し流される（写真-1.3）。③取水堰や放水路の取水口に流木が詰まって取水機能や放水機能を低下させる（写真-1.4）。④土砂調節を目的とした透過型の砂防ダム等のスリット部を閉塞し土砂の調節機能を低下させる（写真-1.5）。⑤流木の衝突による衝撃力により家屋あるいは河川に設置してある構造物等を破壊する（写真-1.6）。⑥貯水池等に貯って一部は沈積する。これらは腐敗し水質や景観を損ねる（写真-1.7）等がある。これらのうちでも特に人命等への危険性が高く被害も大きいのは①の被災形態である。昭和13年の災害では梅雨前線豪雨により大平山系の



写真-1.1 流路に設置された小橋梁(左手中央、長さ約2m)に流木が詰まって氾濫した土石流と流木(熊本県高森町、白川左支川冬野川、昭和63年5月)



写真-1.2 土石流とともに流下した流木により閉塞した国道のボックスカルバート（京都府和束町、木津川右支川間垣外川、昭和61年7月）



写真-1.3 流木の閉塞による上流での水位上昇により流出した西奥橋（京都府笠置町、木津川左支川白砂川、昭和61年7月）



写真-1.4 ダム洪水吐き付近における流木の集積状況（岐阜県、揖斐川、横山ダム、昭和51年）



写真-1.5 透過型砂防ダムスリット部の流木による閉塞（岐阜県、根尾川、能郷谷第3砂防ダム、平成元年）



写真-1.6 流木の衝突による衝撃力により破壊された家屋（愛知県豊根村、天竜川水系伊香川、平成元年9月）



写真-1.7 ダム貯水池における流木の集積状況（岐阜県、揖斐川、横山ダム、昭和51年）

1.2.2 流木による被害の例

流木災害として特に有名なのは昭和13年（1938年）と昭和42年（1967）に神戸市の宇治川で発生した災害である。昭和13年の災害では梅雨前線豪雨により六甲山系の多くの溪流で土石流が発生し、神戸市街地を襲った。宇治川下流では河川は暗渠となっておりこの暗渠に沿って宇治川商店街が存在し

た。土石流と共に流下してきた流木はこの暗渠の入口を塞ぎ、溢れた流木、土砂、洪水は宇治川商店街を襲い土石流による被害を拡大させた（写真-1.8）。



写真-1.8 昭和13年阪神災害時の宇治川下流における流木の氾濫・堆積

宇治川の暗渠はこの災害後も存続したため昭和42年の豪雨においても上流から流下してきた多量の流木により暗渠部が閉塞して流木、土砂、洪水が溢れ、再び大きな被害をもたらした。この災害

を契機に流木による土石流や洪水の被害拡大を防止することを目的として宇治川を初めとする六甲山系のいくつかの溪流では砂防ダムや沈砂池に流木止めスクリーンが設置されることとなった。

昭和61年7月21日に京都府南部を襲った集中豪雨では木津川沿いの笠置町、和束町、加茂町を中心とした地域で山腹崩壊や土石流が多発した。特に和束町の木屋地区ではほとんどすべての溪流から土石流が発生して多大な被害を与えた。木津川右岸を流れる国道163号では、4箇所のカルバートボックスが流木や土砂により閉塞されて（写真-1.2）流木、土砂、洪水が路面に溢れ、下流の道路の路肩や法面が侵食されて路体が破壊される事例も生じた。この災害では木津川の左支川である布目川および白砂川にかかる布目橋（橋長22.2m）および西奥橋（橋長17.3m）の橋脚に多量の流木が引っかかり上流の水位上昇が生じ、水位上昇と溢水した流れによる河岸侵食によりこれらの橋は破壊された（写真-1.3、1.9）。

昭和63年5月、熊本県高森町の冬野川では溪流にかかる小橋梁（長さ約2m）に流木が詰まって土石流が河道から溢れて人家を襲い人命を奪った例（写真-1.1）や、昭和63年7月には長岡市を流れる浦瀬川で流木が橋梁を閉塞したために洪水が河道から溢れ付近の住宅を浸水させた例がある。



写真-1.9 流木による閉塞による橋梁の破壊
（布目橋、京都府笠置町、木津川左支川布目川、昭和61年7月）

1.3 流木の発生原因・形態

流木の発生原因・形態を表-1.1に示す。このうち①～⑧の発生原因・形態は主として自然現象のみによる流木の発生であり、⑨～⑭は人為の加わった木材や材木の流出によるものである。このように流木の発生原因、形態の種類は多いが、本論文においては流木の主な発生源と考えられる①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落（写真-1.10）②土石流の発生に伴う立木の滑落（写真-1.11）③土石流の流下に伴う溪岸崩壊および溪岸侵食による立木の流出（写真-1.12）及び⑥過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流、洪水等により再移動（写真-1.13）による流木の発生流下、堆積について述べる。



写真-1.10 斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落（広島県加計町、太田川左支川、昭和63年7月）



写真-1.11 土石流の発生に伴う立木の滑落（広島県加計町、太田川右支川上原谷川、昭和63年7月）

表-1.1 流木の発生原因と形態

流木の 起源	流木の発生原因と形態	主な発生場所		
		上流域	中流域	下流域
立 木 の 流 失	①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落	○	○	
	②土石流の発生に伴う立木の滑落	○		
	③土石流の流下に伴う溪岸・溪床侵食による立木の流出	○		
	④洪水による河岸・河床の侵食による立木の流出	○	○	
過 流 去 に 発 生 し た 倒 木 等 の	⑤病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流、洪水による流出	○	○	
	⑥過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流、洪水による再移動	○	○	
	⑦雪崩の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流、洪水による下流への流出	○	○	
	⑧火山の噴火に伴う爆風による倒木の発生とその後の土石流、洪水による下流への流出	○	○	
伐 木 の ・ 流 出	⑨放置された伐木や間伐材の斜面崩壊、土石流、洪水による流出	○	○	
	⑩集積された木材の洪水による流出	○	○	○
	⑪洪水による椎茸原木の流出	○	○	
用 出 の 流	⑫土石流、洪水による家屋の損壊とそれに伴う破損材の流出		○	○
	⑬土石流、洪水による木橋の流出		○	○
	⑭土石流、洪水による電柱の流出		○	○



写真-1.12 溪岸崩壊により発生した流木 (熊本県矢部町、緑川右支川瀬峰川、昭和63年5月)



写真-1.13 溪床堆積物中に埋没していた古い伐木や流木の再移動と河道付近の立木による流木の捕捉 (山形県温海町、鼠ヶ関川右支川西平沢川、昭和62年8月)

1.4 溪流における流木収支

図-1.1~1.4には昭和62年8月の山形県温海町における豪雨により土石流が発生した4溪流について土石流とともに発生流下した流木と土砂の溪流沿いの収支図を示す。同時に地形要因(河床勾配、谷次数)と流木および土砂の流出率との関係を整理したものを示す。さらに図-1.5には鍋倉沢左支川での流木分布図を示す。

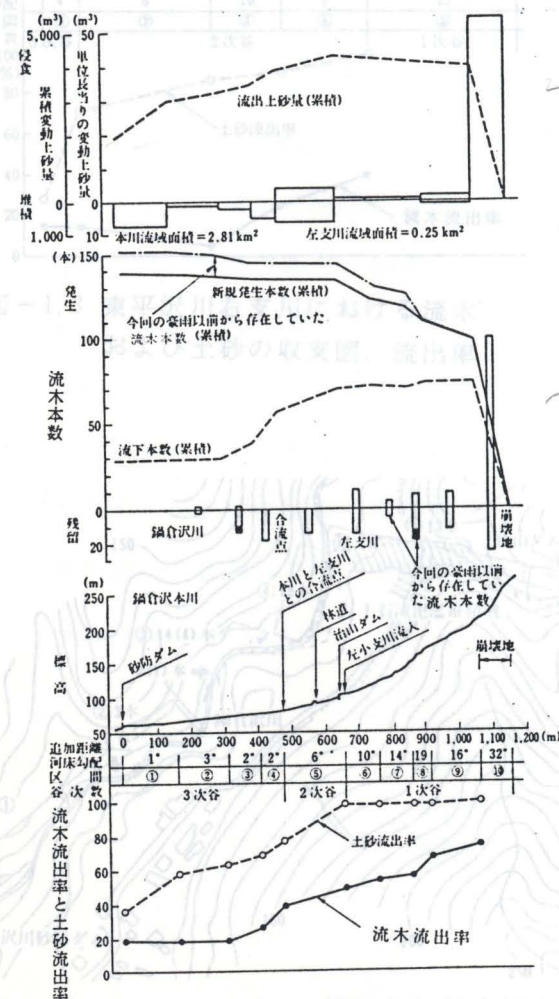


図-1.1 鍋倉沢左支川における流木および土砂の収支図、流出率

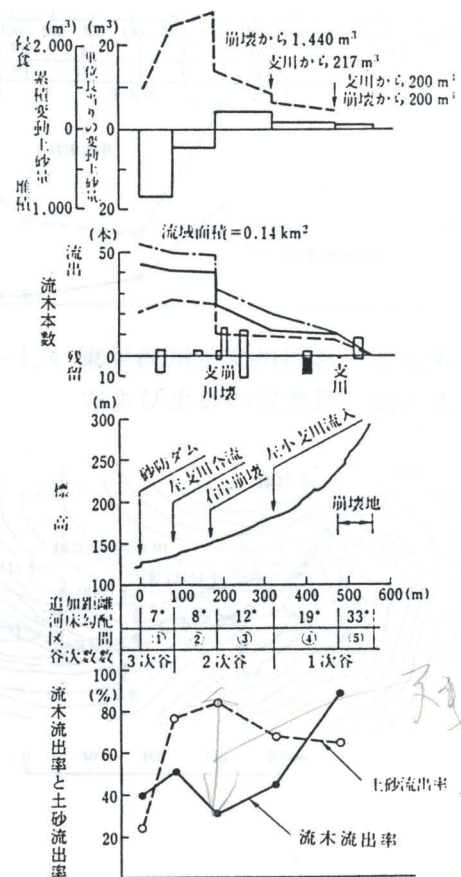


図-1.2 西平沢川右支川における流木および土砂の収支図、流出率

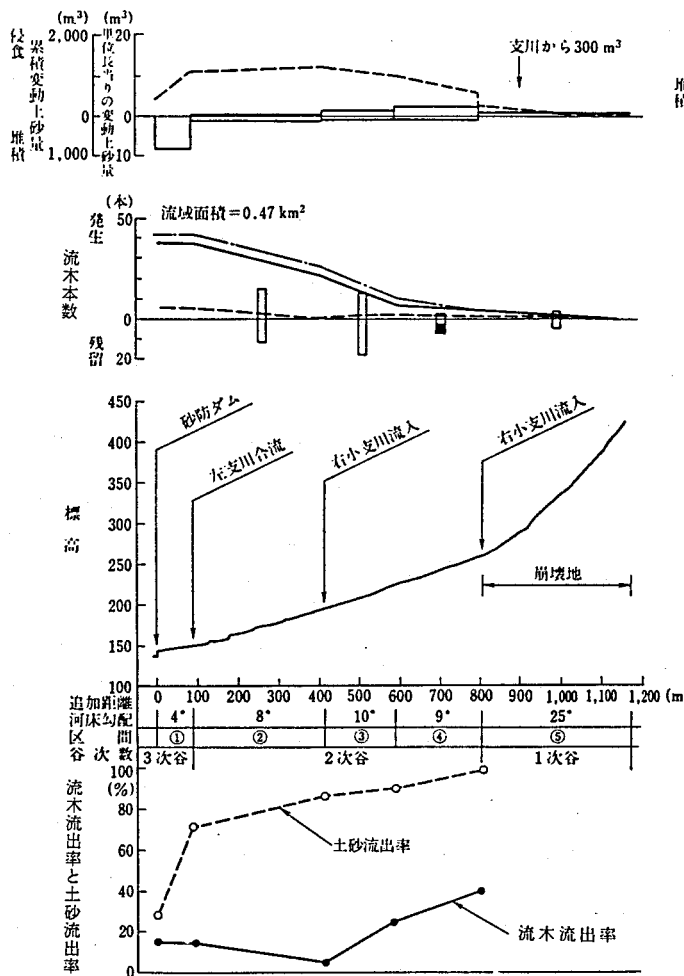


図-1.3 東平沢川右支川における流木および土砂の収支図、流出率

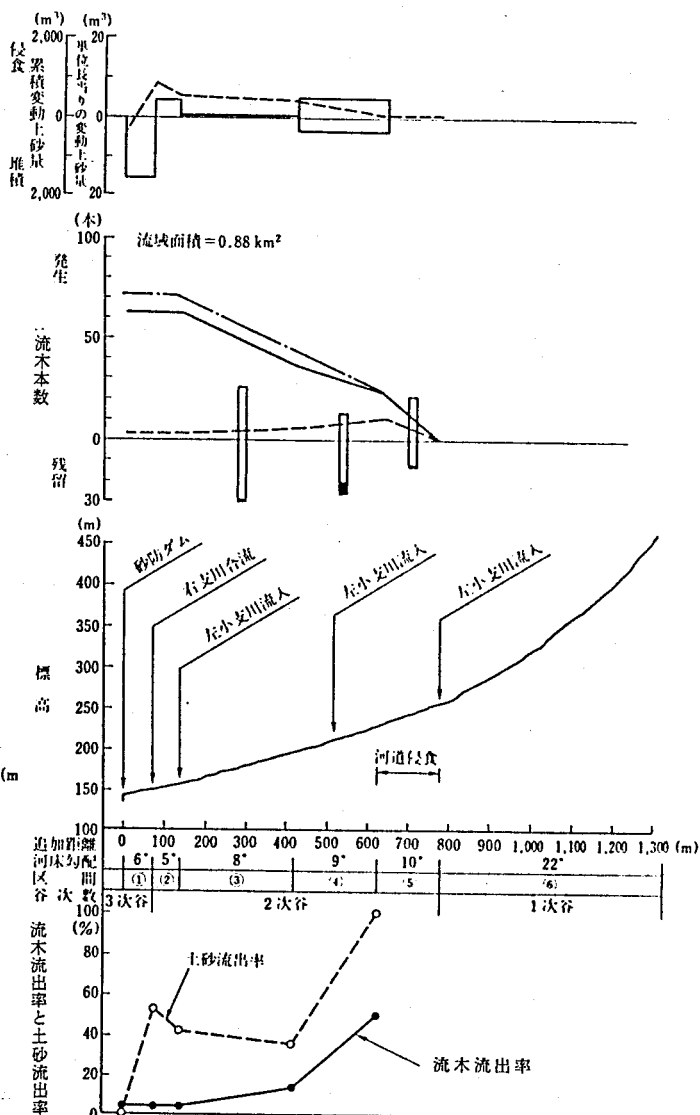


図-1.4 東平沢川左支川における流木および土砂の収支図、流出率

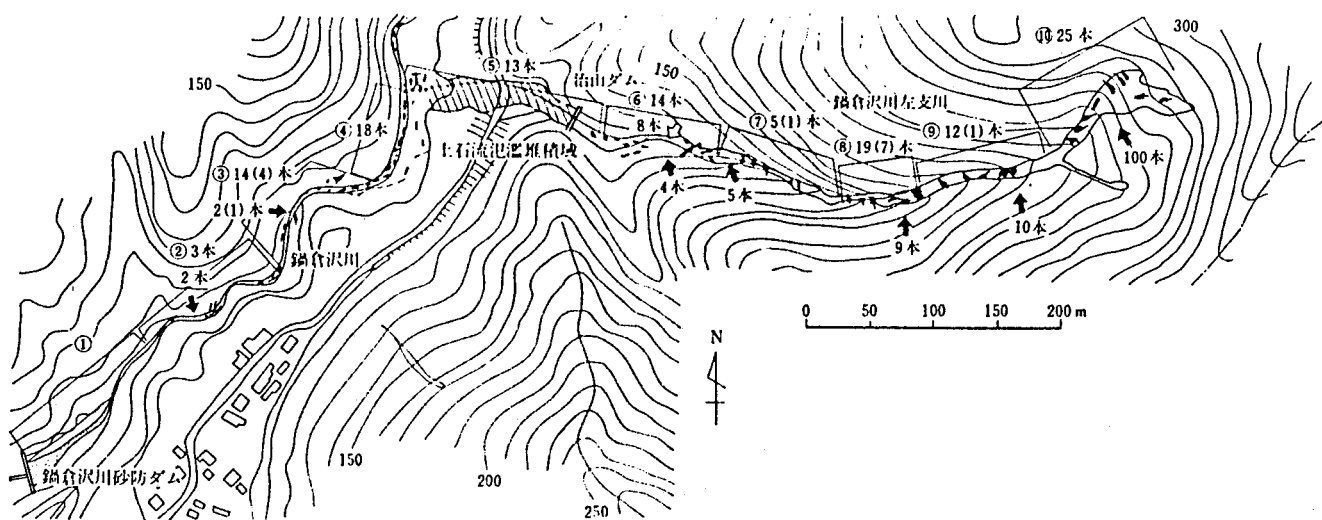


図-1.5 鍋倉沢本川と左支川における流木分布図

これらの図より、流木と土砂の発生区間はほぼ一致しており、河床勾配が約 8° 以上の区間で大部分の流木および土砂が発生していることが分かる。溪流により多少の変動があるが流木の流出率は土砂に比較して小さく一次谷の出口（河床勾配 $10^{\circ} \sim 15^{\circ}$ ）付近で40～48%、2次谷の出口付近（河床勾配 $5^{\circ} \sim 8^{\circ}$ ）では4～52%である。溪流により流木流出率の差が大きいのは主として流木の発生箇所が上流部か下流部かの違いによるものと考えられる。例えば谷の出口付近における斜面崩壊により流木が生産された（西平沢川右支川がこれにあたる）場合には谷の出口での流木流出率は高くなる。このため下流への流出本数を推定するためには、流木の発生源調査において、発生する流木の量と質を推定すると同時に流木発生源の位置（場所）を推定することも重要である。一般的には発生源からの距離が大きくなるに従い流木の流出率は低下する傾向が認められる。

1.5 発生した流木の特徴

昭和62年8月の山形県温海町における豪雨により土石流が発生した4溪流について、原則として直径10cm以上、長さ2m以上の流木を対象として現地調査を行った結果を図-1.6～1.9に示す。これらの図より、流木の樹種では針葉樹（杉）が多く、最大長（測定した流木のうち長いものから順に数えて5%の本数に当たる流木の直径）は約16～19m、平均長は7～9m、最大直径（同様に太い方から5%の本数にあたる流木の直径）は35cm～60cm、平均直径は20～25cmである。形態としては溪流により異なるが根、枝、葉がついたもの、幹のみのもの、幹と根のみのものが多い。なお西平谷川右支川と東平谷川右支川では溪流に埋もれていた古い伐木や流木が土石流による溪流土砂の侵食によって再移動して流下したものが比較的多く見られた（写真-1.13）。

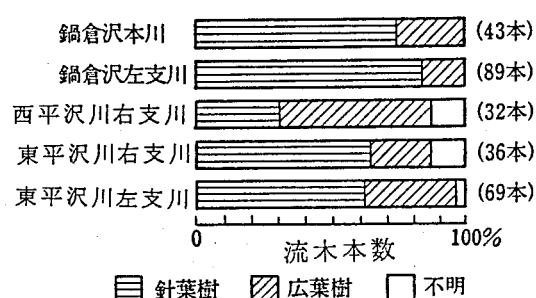


図-1.6 流木の樹種

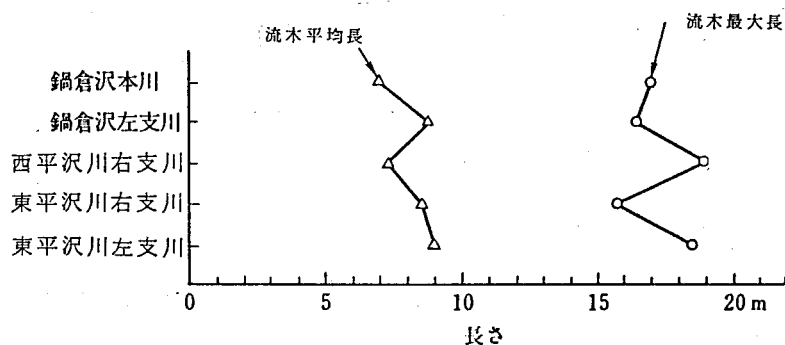


図-1.7 流木の平均長および最大長

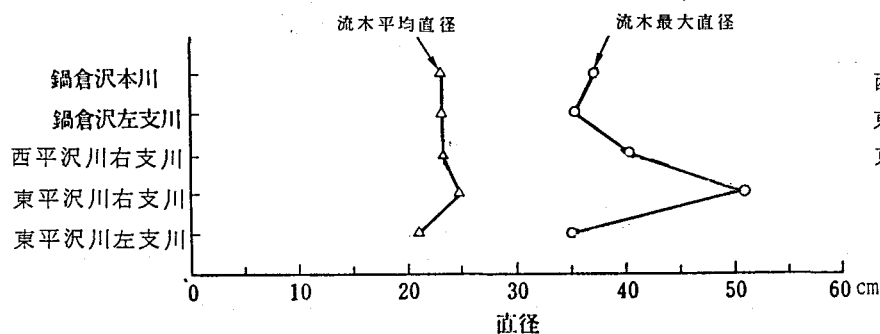


図-1.8 流木の平均直径および最大直径

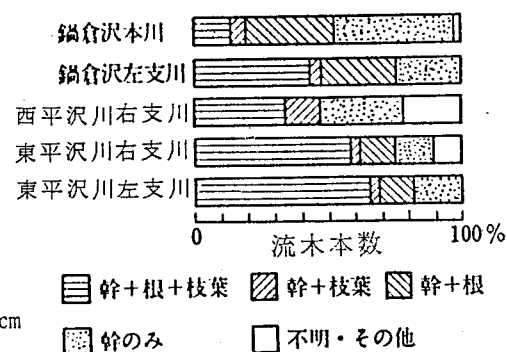


図-1.9 流木の状態

1.6 流木の発生・流下量の推定

1.6.1 調査目的と調査手法

流木対策を計画するに当たっては対象溪流において土石流とともに発生および流下する流木の本数、量を推定することが必要である。発生流木の本数、量および大きさの推定に当たっては流域内の崩壊及び侵食発生地区上の立木を調査することによりある程度予想できるが、現実には崩壊及び侵食発生地区を事前に精度よく推定できない場合も多い。このようなことから過去に発生した土石流とそれに伴う流木の実態を調査し、その結果を整理することにより対象溪流において発生および流下する流木の本数、幹材積等を推定する経験則を得ることとした。

土石流とともに発生した流木及び土砂量に関するデータは、昭和63年(1988年)7月の広島災害における20溪流、昭和62年(1987年)8月の山形災害における4溪流および昭和57年(1982年)7月の長崎災害における3溪流についての空中写真判読および現地調査結果により求めた。

土石流の発生及び流下により破壊された森林の面積(森林破壊面積)算定は現地調査により溪流沿いに土石流の発生、流下した区域を踏査し、山腹崩壊、溪岸侵食の発生した区間の横断形状を測量し、崩壊及び侵食発生前の地形を推定することにより行った。さらに精度を上げるため表-1.2に示す空中写真を用いて崩壊、侵食発生区域の空中写真判読を実施した。

現地調査、空中写真判読時には縮尺1/5,000の森林基本図を用いた。但し長崎災害の3溪流については縮尺1/8,000の空中写真から縮尺1/1,000の溪流流域の地形図及び溪流沿いの縦断図(縮尺:縦1/200、横:1/500)、横断図(縮尺1/200)を作成した。さらに空中写真測量の精度を点検するために簡易水準測量と現地標高点測量を行った。

次に、破壊された林地から発生した流木の本数、大きさ(直径、高さ)、量(幹材積)を知るため

表-1.2 調査に使用した空中写真

災 害 名 (発生年月日)	対象区域	撮影年月日	撮影縮尺	色	焼 付
広島災害 (昭和63年 7月21日)	広島県 加計町	1988.7.21	1/6,000	カラー	密 着
		"	"	"	4倍伸
		1988.8.1	1/8,000	カラー	密 着
		1989.8.5	1/12,000	カラー	2倍伸
山形災害 (昭和62年 8月29日)	山形県 温海町	1987.9.21	1/8,000	カラー	密 着
長崎災害 (昭和57年 7月23日)	長崎県 長崎市	1982.7.26	1/4,000	カラー	密 着
		"	"	"	2倍伸
		1982.7.28	1/8,000	カラー	密 着
		"	"	"	2倍伸

の基礎資料として、対象流域毎に、空中写真判読と現地踏査結果より林相図を作成した。対象溪流の流域の森林は大半が杉の人工林、広葉樹林（人工林）及び混交林（杉と広葉樹）であり、杉の幼齢林を除いては樹冠疎密度は密（単位面積当りの樹冠投影面積75%以上）である。このことから林相区分は基本的には林種、樹種及び樹高によることとした。林種は立木地、竹林（B）、無立木地（O）に区分し、立木地はさらに樹種によりスギ林（C）、その他の針葉樹林（N）、広葉樹林（L）、混交林（M）に区分した。樹高は林分平均高2m未満（I）、2m以上5m未満（II）、5m以上10m未満（III）、10m以上15m未満（IV）、15m以上20m未満（V）、20m以上（VI）に区分⁷⁾した。林種および樹種の判読区分は、空中写真の立体視判読によって行い、判読精度を向上させるために現地踏査結果、斜め空中写真の判読結果も用いた。林分の平均樹高の測定は空中写真を立体視して視差測定桿を用いることにより行った⁸⁾。このようにして作成した林相図の一例を図-1.10に示す。

各林相毎の樹木の大きさ（胸高直径、樹高）、幹材積、単位面積当りの本数をより精度良く推定するために、広島災害と山形災害については林分の標本調査を実施した。調査地点は各林相毎に平均的な状態を示すと思われる部分を標準地として選定した。なお広島災害については溪流沿いに広い面積を占める樹高10～15mの杉林（C-IV）および杉の平均樹高の差が激しい混交林（M-III）については、さらに低、中、高の3段階に分けて標準地を選定した。対象となる林分はほとんどが人工林であり、同一林分では樹木は比較的均斉であること等を考慮して一箇所当りの標準地の大きさは10m×10m四方の100m²とした⁸⁾。各標準地内の全樹木の本数、各樹木の胸高直径、樹高を現地において計測した。胸高直径は輪尺により1cm単位で測定した。樹高は高さ約10mまでの樹木についてはグラスファイバー製の

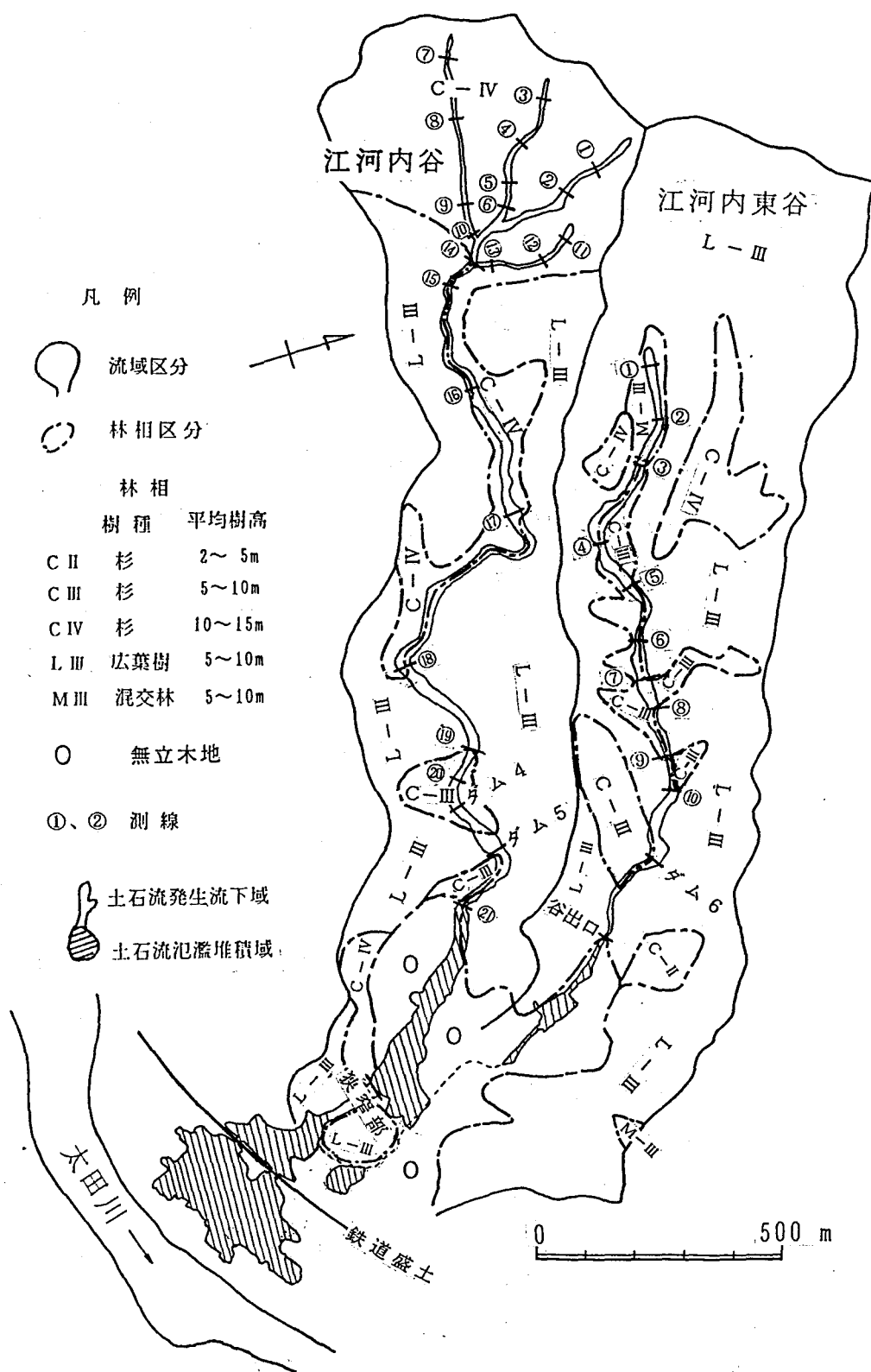


図-1.10 林相図の例（昭和63年広島災害、江河内谷と江河内東谷）

伸縮式測高用ポールを用いて行い、それ以上の高さの樹木については三角法の原理を利用して、巻尺により樹木との水平距離を、トランシットにより樹木の上、下端を視準した時の仰角、俯角を測定してこれより樹高を計算し、1.0m単位に丸めて整理した。なお、長崎災害の3溪流の林分については空中写真により溪流沿いの同一林分毎に5m×5m四方の標準地を設定して空中写真判読により卓越樹木の本数、平均樹高を測定するとともに、樹種を判読し、胸高直径は現地調査により計測した。

表-1.3 胸高形数表 (形状高を追加)

樹高(m)	第一	第二	第三	hf(第三)	樹高(m)	第一	第二	第三	hf(第三)
5	0.6550	0.6529	0.6517	3.3	25	0.5066	0.4874	0.4524	11.3
6	0.6191	0.6138	0.6064	3.6	26	0.5054	0.4859	0.4505	11.7
7	0.5954	0.5878	0.5759	4.0	27	0.5043	0.4846	0.4487	12.1
8	0.5786	0.5692	0.5538	4.4	28	0.5032	0.4833	0.4470	12.5
9	0.5660	0.5552	0.5371	4.8	29	0.5023	0.4822	0.4454	12.9
10	0.5562	0.5442	0.5238	5.2	30	0.5014	0.4811	0.4440	13.3
11	0.5483	0.5354	0.5131	5.6	31	0.5005	0.4801	0.4426	13.7
12	0.5421	0.5282	0.5042	6.0	32	0.4997	0.4791	0.4413	14.1
13	0.5365	0.5221	0.4966	6.5	33	0.4990	0.4782	0.4401	14.5
14	0.5320	0.5169	0.4902	6.9	34	0.4983	0.4773	0.4389	14.9
15	0.5281	0.5124	0.4846	7.3	35	0.4976	0.4765	0.4378	15.3
16	0.5247	0.5085	0.4796	7.7	36	0.4970	0.4758	0.4367	15.7
17	0.5217	0.5050	0.4753	8.1	37	0.4964	0.4750	0.4357	16.1
18	0.5191	0.5020	0.4714	8.5	38	0.4958	0.4743	0.4348	16.5
19	0.5167	0.4992	0.4679	8.9	39	0.4953	0.4737	0.4339	16.9
20	0.5146	0.4968	0.4647	9.3	40	0.4948	0.4731	0.4330	17.3
21	0.5127	0.4945	0.4618	9.7	41	0.4943	0.4725	0.4321	17.7
22	0.5110	0.4925	0.4591	10.1	42	0.4938	0.4719	0.4314	18.1
23	0.5094	0.4907	0.4567	10.5	43	0.4934	0.4714	0.4306	18.5
24	0.5080	0.4890	0.4545	10.9	44	0.4930	0.4708	0.4299	18.9

(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ
第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ
第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹
hf(第三) 形状高

(嶺 一三：測樹。東京、1952による)

次に、得られた標準地内の樹木の胸高直径、樹高をもとに各樹木の幹材積を算定する。幹材積の算定に当たっては表-1.3に示す胸高形数表⁸⁾により樹木毎に胸高形数を求めて次式により算定した。

$$V = \frac{\pi}{4} d^2 hf = ghf \text{ ----- (1.1)}$$

ここに、 V は幹材積、 π は円周率、 d は胸高直径、 h は樹高、 f は胸高形数、 g は断面積である。このようにして得た各標準地内の樹木の胸高直径、樹高および幹材積の平均を表-1.4に示す。各溪流からの流木の発生本数は、崩壊、侵食、林相をもとに設定した区間毎に森林破壊区域の面積を求めて、これに表-1.4で求めた各林相毎の立木密度を乗ずることにより求めた。さらにこの発生流木本数に表-1.4で求めた平均幹材積を乗ずることにより発生流木の幹材積を求めた。なお、流木の溪流における堆積位置、堆積本数、大きさ(平均直径、長さ)は空中写真判読と現地調査により求めた。このようにして各溪流毎に作成した流木収支表の例を表-1.5に示す。

土砂については、各溪流の各区間毎に横断図より侵食及び堆積断面積を算定してこれに区間距離を乗ずることにより生産土砂量及び堆積土砂量を算出した。

表-1.4 災害地区別標準地内樹木調査結果

地 区	林 相		調 査 溪 流 名	樹 種	100m ² 当り 立木本数	立 木 1 本 当 り 平 均			備 考
	区分	細 分				胸高直径(cm)	樹高(m)	幹材積(m ³)	
広島災害 (1988)	C II		明ヶ谷	杉	32	6.2	3.9	0.0093	
	C III		木坂西川	杉	22	8.1	6.0	0.023	
	C IV	低	江河内谷川	杉	26	16.2	11.9	0.132	
	C IV	中	上原谷川	杉	16	19.3	13.1	0.273	
	C IV	高	中尾谷川	杉	13	25.5	14.6	0.388	
	M III	杉・低	江河内東谷	混交林	56	8.1	6.9	0.079	
	M III	杉・中	鶴渡瀬沢	混交林	34	12.4	9.9	0.107	
	M III	杉・高	辻の河原川	混交林	22	14.4	9.7	0.246	
	L III		山城川	広葉樹	68	6.7	6.1	0.025	
山形災害 (1987)	C II		西平沢川	杉	40	7.8	4.5	0.016	
	C III		東平沢川	杉	20	12.9	9.3	0.082	
	C IV		鍋倉沢左支川	杉	17	15.2	10.1	0.103	
	L IV		鍋倉沢左支川	広葉樹	8	23.5	11.5	0.307	
長崎災害 (1982)	C III		長龍寺川	杉	24	15	8	0.078	卓越樹木の
	C V		"	杉	16	25	15	0.357	み調査
	M III		"	混交林	40	8	6	0.018	"
	L III	低	"	広葉樹	32	8	5	0.016	"
	L III	中 疎	"	広葉樹	32	8	6	0.018	"
	L III	中 密	"	広葉樹	40	7	6	0.014	"
	L III	高 疎	"	広葉樹	24	12	8	0.050	"
	L III	高 密	"	広葉樹	28	10	8	0.035	"
	C III		陣ノ内川	杉	20	12	8	0.050	"
	C IV		"	杉	20	15	10	0.093	"
	C III		芒塚川	杉	20	15	8	0.078	"
	C III	疎	"	杉・桧	24	15	8	0.078	"
	C IV	密	"	杉	16	20	10	0.165	"
	M III		"	混交林	24	15	8	0.078	"
	L III		"	広葉樹	28	10	8	0.035	"

表-1.5 流木収支表の例 (江河内谷)

溪 流 名

江河内谷

流 木 収 支 表

区 間	左 右 岸	区 間 距離 m	森林破壊区域			流 木 本 数						平 均 立 木					発 生 立 木		備 考
			幅 (m)	面積 (㎡)	立木密度 (本/100㎡)	発 生		堆 積		流 出		林相	樹種	直径 (cm)	樹高 (m)	材積 (m³)	幹 材 積		
						区 間	累 計	区 間	累 計	区 間	累 計						区 間	累 計	
①～	崩壊	95	—	650.0	26.0	169	169	0	0	169	169	C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	22.308		
②～①		70	—	—	—			4	4	-4	165	—					22.308		
③～	崩壊	—	—	360.0	26.0	94	117	0	0	117		C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	12.408	34.716	支川1
③～		20	4.5	90.0	26.0	23						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	3.036	37.752	
④～③	崩壊	130	—	90.0	26.0	23	140	9	9	14	131	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	3.036	40.788	
⑤～④	崩壊	75	—	230.0	26.0	60	200	15	24	45	176	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	7.920	48.708	
⑥～⑤		90	—	—	—			20	44	-20	156	—					48.708		
⑦～	崩壊	—	—	360.0	26.0	94	129	0	0	129		C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	12.408	61.116	支川2
⑦～		30	4.5	135.0	26.0	35						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	4.620	65.736	
⑧～⑦		130	—	—	—			0	0	0	129	—					65.736		
⑨～⑧		190	—	—	—			0	0	0	129	—					65.736		
⑩～⑨		55	—	—	—			25	25	-25	104	—					65.736		
⑪～	崩壊	—	—	450.0	26.0	117	137	0	0	137		C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	15.444	81.180	支川3
⑪～		15	5.0	75.0	26.0	20						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	2.640	83.820	
⑫～⑪		60	—	—	—			30	103	-30	107	—					83.820		
⑬～⑫		100	—	—	—			50	153	-50	57	—					83.820		
⑭～⑬	崩壊	—	—	340.0	26.0	88	302	4	4	298	298	C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	11.616	95.436	
⑭～⑬		235	3.5	823.0	26.0	214						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	28.248	123.684	支川1,2,3合流
⑮～⑭	右岸	90	1.0	90.0	68.0	61	998	0	157	-84	864	L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	1.525	125.209	
"	左岸(90)		1.0	90.0	26.0	23	1021					C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	3.036	128.245	
⑯～⑮	右岸	160	1.0	160.0	68.0	109	1130	70	227	81	945	L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	2.725	130.970	
"	左岸(160)		1.0	160.0	26.0	42	1172					C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	5.544	136.514	
⑰～⑯		265	4.5	1193.0	26.0	310	1482	0	227	310	1255	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	40.920	177.434	
⑱～⑰	右岸	465	1.0	465.0	26.0	121	1603	15	242	422	1677	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	15.972	193.406	
"	左岸(465)		1.0	465.0	68.0	316	1919					L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	7.900	201.306	
⑲～⑱		220	6.0	1320.0	68.0	898	2817	0	242	898	2575	L-Ⅲ	"	6.7	6.1	0.025	22.450	223.756	
⑳～⑲		70	6.0	420.0	22.0	92	2909	0	242	92	2667	C-Ⅲ	スギ	8.1	6.0	0.023	2.116	225.872	
ダム4		50	—	—	—			28	270	-28	2639	—					225.872		
ダム5		130	—	—	—			18	288	-18	2621	—					225.872		
㉑～ダム5	右岸	135	1.5	203.0	22.0	47	2956	0	288	185	2806	C-Ⅲ	スギ	8.1	6.0	0.023	1.081	226.953	扇状地
"	左岸(135)		1.5	203.0	68.0	138	3094					L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	3.450	230.403	
狹窄部～		470	—	—	—	0	3094	478	766	-478	2328	—					230.403		
鉄道盛土		310	—	—	—	0	3094	414	1180	-414	1914	—					230.403		
太田川		500	—	—	—	0	3094	755	1935	-755	1159	—					230.403		
計				8372.0															
	崩壊			2480.0															
	河道			5892.0															

1.6.2 土石流とともに発生する流木本数

昭和63年広島災害における20溪流、昭和62年山形災害における4溪流及び昭和57年長崎災害における3溪流について土石流とともに発生した流木の本数、幹材積及び生産土砂量等について調査し、まとめた結果を表-1.6に示す。これらの結果をもとに調査した27溪流における流域面積（A）と発生流木本数（N）の関係を整理した結果を図-1.11に示す。この図より、流域面積と発生流木本数には正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値はほぼ次式で表わされる。

表-1.6 流木実態調査結果

		流域面積 (km ²)	生産 土砂量 (m ³)	発生流木 本数 (本)	発生流木 幹材積 (m ³)	溪流出口へ 流出本数 (本)	溪流出口 流木流出率 (%)	施設 (基)	備考
広島 災害	1	杉谷川	0.114	1,180	228	23.7	20	8.8	3
	2	江河内谷川	0.706	49,510	3,094	230.4	2,806	90.7	2
	3	江河内東川	0.731	12,480	3,358	157.4	2,521	75.1	1
	4	峠谷川	1.600	12,230	1,677	54.3	1,399	83.4	0
	5	下殿賀内川	0.327	2,070	461	4.1	360	78.1	0
	6	鶴渡瀬沢	0.648	6,410	1,310	42.6	1,225	93.5	0
	7	木坂西川	0.234	7,320	707	17.0	630	89.1	0
	8	木坂川	0.164	1,460	125	1.1	90	72.0	1
	9	香草川	0.929	1,750	33	0.8	3	9.1	2
	10	明ヶ谷川	0.634	1,330	251	4.5	118	47.0	2
	11	本谷川	0.715	7,680	673	15.5	46	6.8	2
	12	中西平谷川	0.195	4,930	954	19.0	543	56.9	1
	13	山城川	0.170	380	68	1.7	58	85.3	0
	14	上原谷川	0.054	2,580	324	88.5	236	72.8	2
	15	辻の河原川	0.595	8,670	640	171.9	280	43.8	1
	16	中尾谷川	0.289	12,930	1,030	288.7	922	89.5	1
	17	蛇の谷川	0.364	9,090	1,182	12.2	972	82.2	1
	18	念仏谷川	1.959	8,520	1,424	21.5	965	67.8	0
	19	坪野川	0.348	1,840	264	6.1	194	73.5	1
	20	千本川	0.327	9,430	381	7.7	198	52.0	0
山形 災害	21	鍋倉沢支川	0.257	5,077	140	23.6	33	23.6	1
	22	西平沢川	0.142	3,127	53	2.5	21	39.6	1
	23	東平沢川右支川	0.475	1,664	42	4.2	6	14.3	1
	24	東平沢川左支川	0.886	1,630	72	5.2	3	4.2	1
長崎 災害	25	長龍寺川	0.251	8,661	1,313	51.8	376	28.6	0
	26	陣ノ内川	0.115	8,306	1,000	61.8	550	55.0	0
	27	芒塚川	0.587	26,987	1,787	127.5	1,027	57.5	0

$$N = 5,000 A \quad \text{-----} \quad (1.2)$$

ここで、N：発生流木本数(本)、A流域面積(km²)である。

また、土石流による生産土砂量(V_y)と発生流木本数(N)の関係を図-1.12に示す。この図より生産土砂量と発生流木本数には正比例の関係が認められ発生流木本数の上限値はほぼ次式で表わされる。

$$N = 0.2 V_y \quad \text{-----} \quad (1.3)$$

ここで、N：発生流木本数(本)、V_y：生産土砂量(m³)である。これは発生流木本数と生産土砂量が一般に土石流の発生、流下による山腹崩壊、溪岸侵食面積に比例するためと考えられる。

昭和63年広島災害における森林破壊形態を山腹崩壊と溪岸侵食に分類し、それらによる森林破壊面積と流域面積との関係を整理した結果を図-1.13に示す。この図より山腹崩壊および溪岸侵食による森林破壊面積と流域面積にはある程度の相関があることが分かる。また山腹崩壊と溪岸侵食による森林破壊面積の割合は溪流により大きく異なる。

1.6.3 発生流木の幹材積

調査した27溪流における流域面積(A)と発生流木の幹材積(V_g)の関係を図-1.14に示す。この図より、流域面積と発生流木幹材積にはある程度の正比例の関係が認められる。図-1.14より、発生流木の幹材積の上限値は、ほぼ次式で表される。

○	昭和63年広島災害
△	昭和62年山形災害
□	昭和57年長崎災害

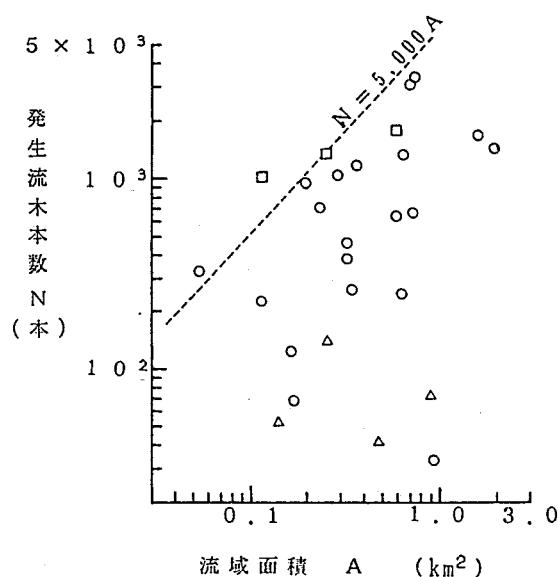


図-1.11 流域面積と発生流木本数

○	昭和63年広島災害
△	昭和62年山形災害
□	昭和57年長崎災害

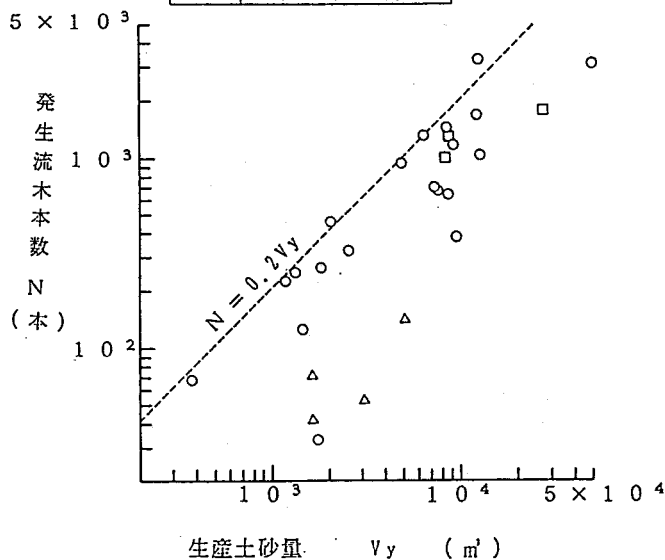


図-1.12 生産土砂量と発生流木本数

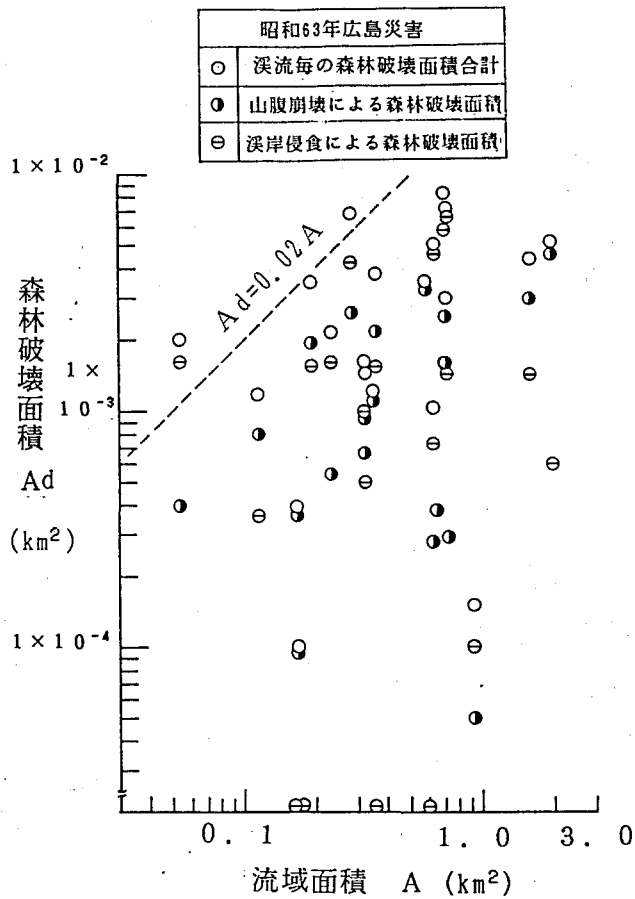


図-1.13 形態別森林破壊面積

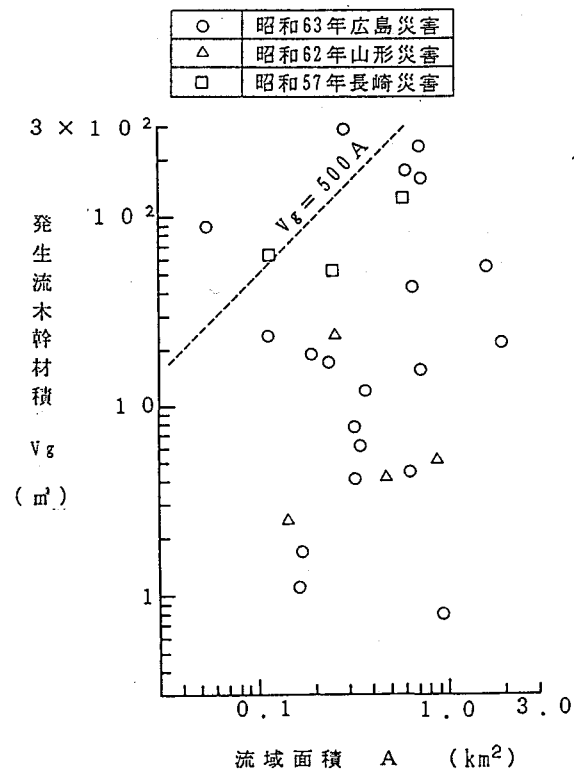


図-1.14 流域面積と発生流木幹材積

$$V_g = 500A \quad \text{-----} \quad (1.4)$$

ここで V_g : 発生流木の幹材積 (m^3)、 A : 流域面積 (km^2) である。なおスイスの洪水時の発生流木幹材積の最大実績⁹⁾として $200\text{m}^3/\text{km}^2$ という値が報告されている。

土石流による生産土砂量 (V_y) と発生流木の幹材積 (V_g) の関係を図-1.15に示す。この図より発生流木幹材積の上限値はほぼ次式で表される。

$$V_g = 0.02V_y \quad \text{-----} \quad (1.5)$$

ここで、 V_g : 発生流木の幹材積 (m^3)、 V_y : 生産土砂量 (m^3) である。

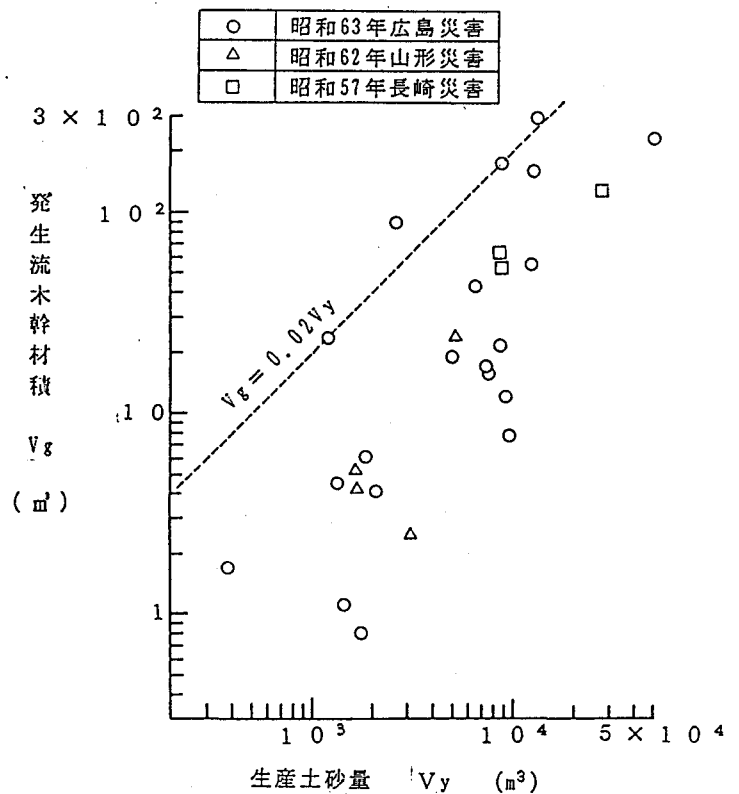


図-1.15 生産土砂量と発生流木幹材積

1.6.4 流木の流出率

土石流とともに発生した流木の一部は溪流の上中流域の河道に堆積したり、砂防ダム等の土石流対策施設により捕捉されるので、流木対策を計画する際には人家や橋梁への被害が生じる土石流氾濫、堆積域への流木の流出量を知ることも重要である。谷の出口から下流の土石流氾濫、堆積域（河床勾配約10°以下）にまで流下した流木本数の、谷の出口より上流での全発生流木本数に対する百分率(%)を流木の流出率(α)とし、これと流域面積との関係を整理したものを

流木の谷出口への流出率 (%)

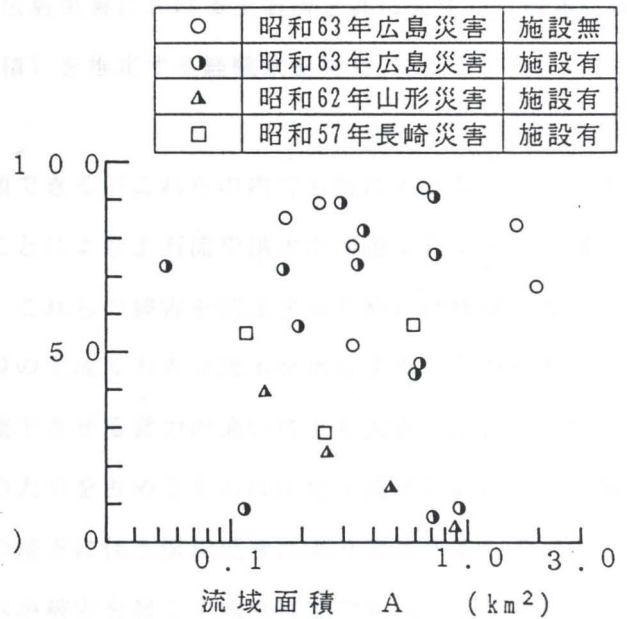


図-1.16 流域面積と流木流出率

図-1.16に示す。この図より流木の流出率は溪流

により大きく異なり流域面積との相関は認めら

れない。砂防ダムや治山ダムのような土砂の扞止・調節及び捕捉のための施設による流木の流出率の減少傾向がある程度認められる。写真-1.14に示す昭和63年広島災害での江河内東谷の例でも分かるように本来流木の捕捉を目的としていない砂防ダムのような施設にも、ある程度の流木捕捉効果があると言える。



写真-1.14 砂防ダムによる流木捕捉例(昭和63年広島災害、江河内東谷)

1.7 結 語

本章では流木対策の重要性を確認するためと次章以下での流木に関する種々の検討を行う基礎として、山地小溪流において土石流とともに発生した流木について、主として現地調査結果をもとに流木による被害の実態、流木の発生原因・形態、溪流における流木収支、発生・流下した流木の特徴、流

木の発生・流下量の実態を整理しそれぞれの特性について考察した。また、昭和57年7月の長崎災害、昭和62年8月の山形県温海町災害、昭和63年7月の広島災害における土石流と共に発生した流木に関する実態調査結果より発生する流木量（本数、幹材積）を推定する経験式を得た。

得られた結果を要約すると次のようである

- (1) 流木による被害については大きく6種類に分類できるがこれらの内でも特に大きな災害を生ずるのは流木が橋梁やカルバート、流路等に詰まることにより土石流や洪水が河道からあふれて周辺や下流の人家・施設等に被害を与える場合である。これらの被害を防止するためには橋梁、カルバート、流路の通水断面を大きくするかそれらの施設の上流で大きな流木を捕捉することが重要である。
- (2) 流木の発生原因と形態は流木の起源の違いと流下させる営力の違いにより大きくは14に分類できる。これらの内、通常の豪雨時に発生する流木の大半を占めるものは山地小溪流における斜面崩壊や土石流発生にともなう立木の滑落及び土石流の流下に伴う溪岸侵食により発生するものである。従って流木対策を検討する場合にはこれらの流木が被害を起こす地点にまで到達することを防止するため、小溪流の上、中流域での流木対策が重要と考えられる。
- (3) 溪流における流木と土砂の発生区間はほぼ一致しており河床勾配が 8° 以上の区間で大部分の流木が発生している。
- (4) 溪流の流域面積($A \text{ km}^2$)と発生流木本数(N 本)にはほぼ正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値は $N = 5,000 A$ で推定される。
- (5) 溪流からの発生流木本数(N 本)と生産土砂量($V_y \text{ m}^3$)にはほぼ正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値は $N = 0.2 V_y$ で推定できる。
- (6) 溪流の流域面積($A \text{ km}^2$)と発生流木幹材積($V_g \text{ m}^3$)にはほぼ正比例の関係が認められ、発生流木幹材積の上限値は $V_g = 500 A$ で推定される。
- (7) 溪流からの生産土砂量($V_y \text{ m}^3$)と発生流木幹材積($V_g \text{ m}^3$)にはほぼ正比例の関係が認められ、上限値は $V_g = 0.02 V_y$ で推定できる。
- (8) 溪流の出口への流木の流出率は溪流により大きく異なり、流域面積との相関は認められない。砂防ダムや治山ダムのような土砂の扞止、調節、捕捉のための施設による谷出口への流木流出率の低下傾向が認められる。

参考文献

- 1) 足立昭平、大同淳之：流木に関する実験的研究、京大防災研究所年報、第1号、PP.41～49、1957
- 2) 荻原貞夫：流木災害とその防除、水利科学 No.25、PP.25～PP.37、1962
- 3) 渡辺正幸、水山高久：地域防災の立場から長崎災害を考える、新砂防、第36巻、第1号、PP.27～29、1983
- 4) 瀬尾克美、水山高久、大場 章、上原信司：土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究、土木技術資料、第26巻、第2号、PP.9～13、1984
- 5) 水山高久、原 義文、安養寺信夫：昭和61年7月21日京都府南部に発生した土石流災害、新砂防、第39巻、第6号、PP.32～36、1988
- 6) 建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所：六甲三十年史、1974
- 7) 日本写真測量学会：空中写真の判読と利用－空からの調査－、pp.203～209、鹿島出版会、1982
- 8) 大隅真一編著：森林計測学講義、養賢堂、287p、1987
- 9) Zollinger, F: Debris Detention Basins in the European Alps, Proceeding of the International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, pp.433～438, 1985

第2章 土石流による家屋の被災度の推定法

2.1 概 説

山地小溪流において発生する、多量の流木を伴う土砂流出の代表的な形態の一つに土石流がある。土石流は急な河床勾配（一般的には15度以上）を持つ溪流において発生する、水、土砂、巨礫、流木等が一体となった流れであり、流速も大きく、破壊力も大きい¹⁾。我国ではこのような土石流による災害は毎年発生しており、多くの人命、財産が失われている。このため土石流による災害を防止するための対策および土石流に関する研究はきわめて重要である。

土石流の発生、流下、堆積機構の解明は近年進んで来ており、これに伴って土石流危険溪流の調査方法、土石流の警戒、避難のための基準雨量の設定手法、土石流対策施設の設計手法等がほぼまとまってきている。また、最近では水理学的な根拠に基づいた氾濫シミュレーション計算も開発されて来ており、これにより計画対象規模の土石流の氾濫範囲をかなりの精度で推定することもほぼ可能な段階になってきている。このように土石流そのものの性質、挙動についての学問上の進歩や災害対策への応用は急速に進んで来ている。しかしながら、土石流により引き起こされる災害の発生メカニズムについてはこれまでいくつかの災害実態調査²⁾や模型実験³⁾等が行われてきているものの、未だ不明の点も多く、土石流危険区域内の土地利用計画、住民の土石流への対応、土石流に強い住宅や街づくり等の検討にあたり基本的な情報が不足している。

ここでは、昭和63年7月に広島県加計町を中心として発生した多量の流木を伴った土石流災害を例に取り、災害実態調査と土石流氾濫シミュレーション計算により、主として多量の流木を伴う土石流の流下、氾濫による家屋の被災度推定法に関する検討を行った。その結果土石流のもつ流体力により家屋の被災度を比較的精度良く推定する方法を示した。

2.2 家屋の被災度調査方法

昭和63年7月20日から21日にかけて広島県山県郡加計町を中心とする地域は梅雨前線による豪雨に見舞われ、多量の流木を伴う土石流による災害が発生した⁴⁾。加計町にある加計土木事務所における連続雨量は264mm、最大時間雨量は57mmを記録した。加計町及び筒賀町において約20の溪流で土石流が発生したが、このうち家屋に被害が生じたのは10溪流（図-2.1）であり、11名の貴い命が失われた。

災害後、家屋に被害の発生した10溪流について現地調査、空中写真判読等により土石流の流下及び氾濫区域内の土石流流下痕跡、土砂堆積厚、地盤勾配、土石流による家屋の被災度等を調査した。家屋の被災度の判定に当たっては以下のような判定基準に従い5区分とした。

- ① 全 壊：完全に倒壊したもの、あるいは倒壊には至っていないが修繕することが不可能と考えられるもの。
- ② 半 壊：大きな損傷が生じているもので、大規模な修繕をしなければ使用不可能なもの。
- ③ 損 壊：柱や梁は破壊されておらず外壁や間仕切り壁の亀裂や破壊、窓ガラスの破壊等軽微な被害を受けているもの。
- ④ 浸 水：外壁等には物理的な損傷はないが、床下等に濁水が進入したものの。
- ⑤ 無被害：建物には特に被害が発生しなかったもの。

なお、調査に当たっては家屋は住家、非住家を問わず1棟と数えている。

2.3 家屋の構造と被災度

調査した各溪流の土石流氾濫区域内にあった家屋の被災度を溪流別に表-2.1に示す。調査対象となった107棟のうち約半数は①の江河内谷で起こった土石流の氾濫区域内にあった家屋であり、この谷では10名の方が土石流により命を奪われている(写真-2.1、2.2)。

次に、対象とした家屋の構造区分毎の内訳を表-2.2に示す。ほとんどが木造であるが、非木造のうち鉄筋コンクリートの3棟は江河内谷の土石流氾濫末端にあったこともあり被害は無かった。鉄

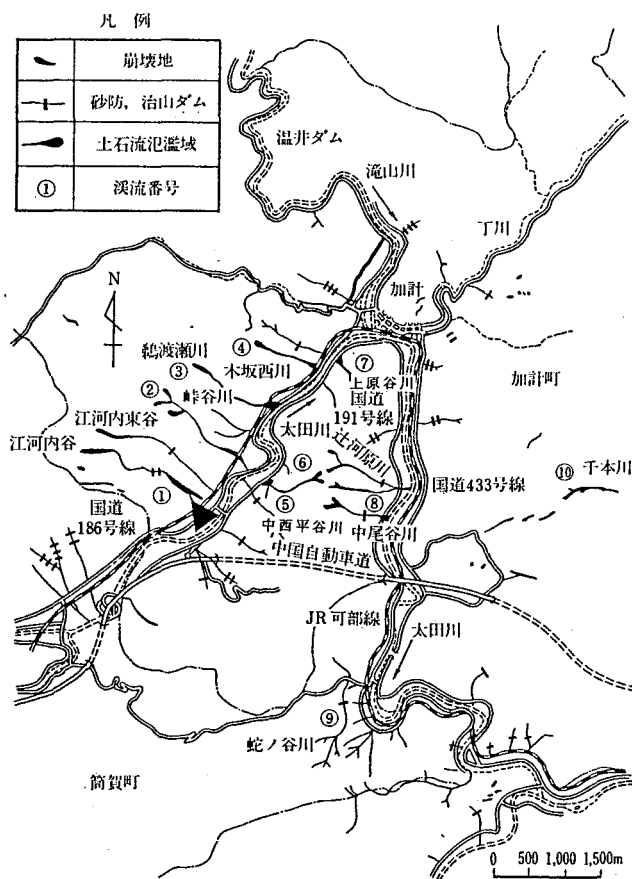


図-2.1 土石流により家屋への被害が発生した溪流位置図

表-2.1 溪流別の家屋被災度内訳(単位:棟)

番号・溪流名	全 壊	半 壊	損 壊	浸 水	被 害 な し	計
①江河内谷	19	4	12	1	16	52
②峠谷川	1	0	1	0	2	4
③鶴渡瀬沢	1	1	0	1	2	5
④木坂西川	1	1	2	0	0	4
⑤中西平谷川	9	2	1	0	0	12
⑥山城川	0	1	0	0	0	1
⑦上原谷川	1	1	1	0	6	9
⑧中尾谷	1	1	1	0	0	3
⑨蛇ノ谷川	2	1	2	0	5	10
⑩千本川	4	3	0	0	0	7
計	39	15	20	2	31	107

表-2.2 土石流氾濫区域内にあった家屋の構造

家屋の構造	棟 数	割合(%)	備 考
木 造	101	94	
鉄筋コンクリート	3	3	被害なし
鉄 骨 造 り	2	2	全壊と被害なし
プ レ ハ ブ	1	1	全壊
合 計	107	100	

骨構造の家屋の内、鵜渡瀬沢にある1棟は土石流氾濫域の末端にあったため被害はなかったが、中西平谷にあった1棟は土石流の直撃にあって倒壊した。ここでいうプレハブ構造の家屋とは木坂西川の土石流氾濫域末端にあった工事用の仮設住宅であり全壊した。このように今回の調査対象家屋はほとんどが木造であり構造の違いによる被災度の差異については明確な結論を得ることはできなかったが、仮設住宅は土石流に対して極めて弱いと言えそうである。



写真-2.1 江河内谷上流氾濫域における土石流の氾濫と家屋の被災状況



写真-2.2 江河内谷下流氾濫域における土石流の氾濫と家屋の被災状況

2.4 土石流の氾濫・堆積に係わる各種のパラメーターと家屋の被災度

2.4.1 氾濫開始点からの距離と家屋の被災度

土石流が谷部から扇状地部に入り氾濫および堆積を開始する地点を氾濫開始点とすると氾濫開始点に近い程流木を伴う土石流の流速や水深が大きく家屋に対する被害も大きいと考えられる。そこで氾濫開始点からの家屋の距離と家屋の被災度との関係を調査した結果を図-2.2に示す。また家屋数を百分率で表したものを図-2.3に示す。これらの図より氾濫開始点からの距離と家屋の被災度にはある程度の相関関係が見られるものの明確ではない。この理由としては氾濫開始点からの距離が同一でも土石流の流れの中心部と縁辺部では流速や流動深が異なり、このため家屋の被災度も異なるためと考えられる。

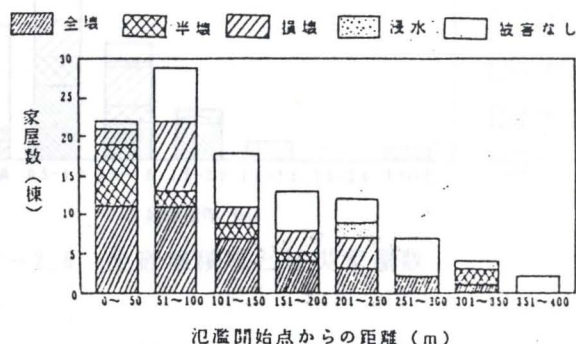


図-2.2 氾濫開始点からの距離と被災家屋数

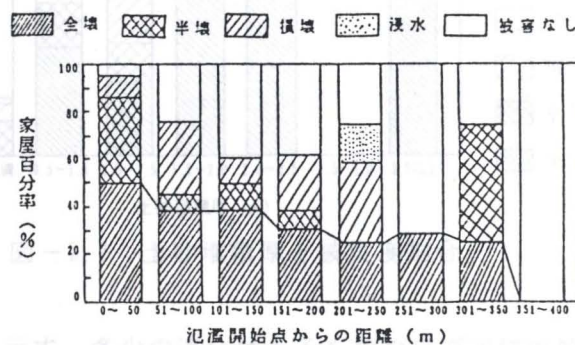


図-2.3 氾濫開始点からの距離と被災度割合

2.4.2 地盤勾配と家屋の被災度

一般に土石流堆積区間においては勾配が急な程流木を伴う土石流の流速は大きく、このため家屋の被災度も高いことが予想される。このような考え方は洪水の場合に採りいれられており「治水経済調査要綱」⁵⁾においても地盤勾配に応じて家屋の被災率を変化させている。ただし、土砂堆積に関しては地盤勾配により変化させていない。

家屋のあった付近の地盤勾配区分毎の家屋の被災度を図-2.4に、また家屋数を百分率で表したものを図-2.5に示す。これらの図より地盤勾配と家屋の被災度には明確な関係がないことが分かる。この理由としては地盤勾配が大きくても土石流の流動深や土砂の堆積が少なければ大きな被害を生じることが無いためであると考えられる。

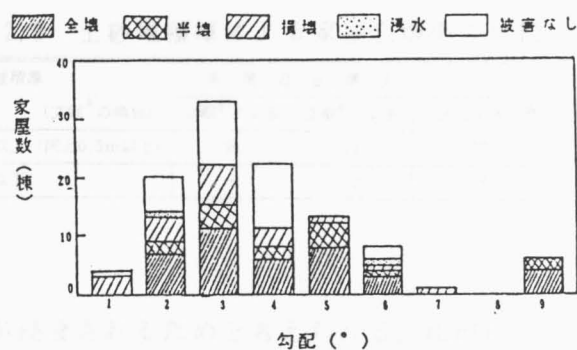


図-2.4 勾配と被災家屋数

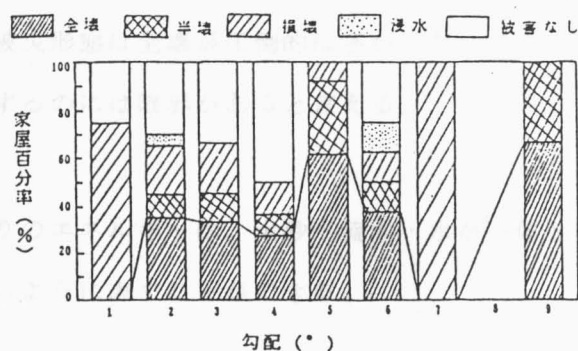


図-2.5 勾配と被災度割合

2.4.3 土砂堆積厚と家屋の被災度

土砂堆積厚から家屋の被災度を推定しようとする試みはこれまでいくつか成されてきている。流木を伴う土砂の衝突や侵入により家屋が被災することを考えると極めて妥当な考えといえる^{5), 6)}。調査

対象家屋の被災度区分毎の家屋数と土砂堆積厚の関係を図-2.6に、また家屋数を百分率で表したものを図-2.7に示す。これらの図より土砂堆積厚と家屋の被災度にはある程度の相関関係があることが分かる。土砂堆積厚と家屋の全壊率の関係について今回の調査結果とこれまで発表

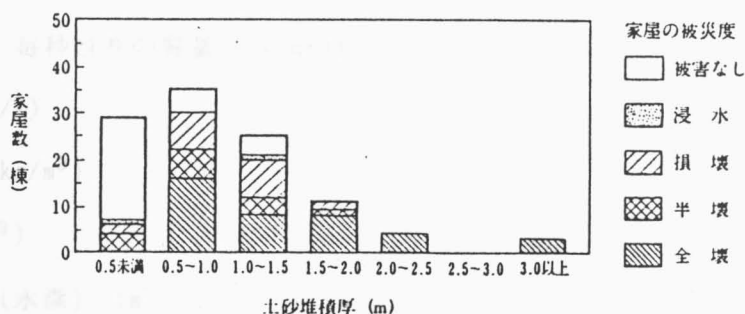


図-2.6 土砂堆積厚と被災家屋数

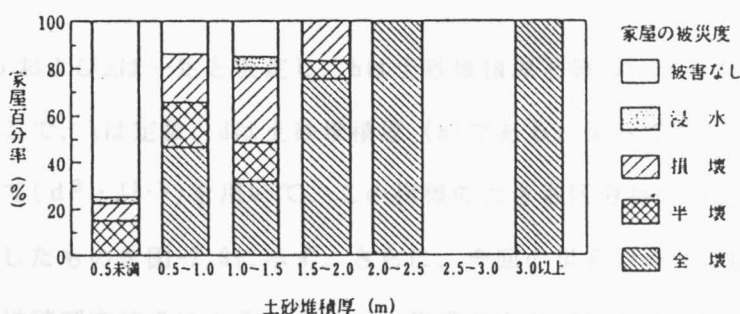


図-2.7 土砂堆積厚と被災度割合

されてきた推定方法^{5), 6)}を比較した結果を表-2.3に示す。多少の違いはあるもののほぼ同様の傾向を示している。レギー指標と家屋の被災度とは強い相関関係があることが分かる。このことと

土砂堆積厚と家屋の被災度にはある程度の相関関係があることを示した。しかしながら実際の土石流氾濫域を調査すると、谷の出口にあたる扇頂部では土砂堆積厚は極めて薄く、しばしば堆積域というよりも侵食域となっている。これは土

石流の通過時及び通過後の洪水等により河床や地盤が侵食されるためと考えられる。江河内谷の場合でも、上流氾濫域の谷の出口付近は写真-2.1に示すように堆積厚は薄く、場所によっては侵食域となっており、それにもかかわらずこの付近での家屋の被災形態は全壊が圧倒的に多かった。このようなことより家屋の被災度を土砂の堆積厚のみから推定するのには限界があると言える。

2.4.4 エネルギー指標と家屋の被災度

流下時の流木を伴う土石流がもつ単位幅、毎秒当りのエネルギーは、土砂・流木・水が一体となって流動していると見なすとマニング式を用いて次式のように表すことができる。

$$E = (1/2)mv^2 = (1/2) \rho h v^3 = (\rho / 2n^3) h^3 I^{1.5} \quad \text{-----} \quad (2.1)$$

ここに、E：流木を伴う土石流がもつ単位幅、毎秒当りのエネルギー (kg・m/s³)

m：流木を伴う土石流の単位幅、毎秒当りの質量 (kg/m・s)

v：流木を伴う土石流の速度 (m/s)

ρ ：流木を伴う土石流の密度 (kg/m³)

n：マニングの粗度係数 (s/m^{1/3})

h：流木を伴う土石流の流動深（水深） (m)

I：河床勾配

である。

式(2.1)のなかで、流木を伴う土石流の ρ および n は一定と仮定し、h は土砂堆積厚と等しいとみなすと、 $E = k \cdot d^3 \cdot I^{1.5}$ と書くことができる。ここで、k は定数、d は土砂堆積厚 (m) である。従ってここでは土石流の持つエネルギーを表す指標として ($d^3 \cdot I^{1.5}$) を用いて、この指標の大きさ区分毎の被災家屋数を図-2.8に、また家屋数を百分率で表したものを図-2.9に示す。さらに、今回の災害で最大の被害を受けた江河内谷における土石流氾濫・堆積調査結果によるエネルギー指標分布と家屋の被災度をあらわしたものを図-2.10および図-2.11に示す。

これらの図より、エネルギー指標の値が増加するにつれて家屋の全壊および半壊の割合が増加しており、エネルギー指標と家屋の被災度とは強い相関関係があることが分かる。このことより、土石流

表-2.3 土砂堆積厚による家屋全壊率の比較

土砂堆積厚 (文献 ⁵⁾ の場合)	家 屋 の 全 壊 率 (%)		
	文献 ⁵⁾ による	文献 ⁶⁾ による	今回の災害実態
1 m以上 (床上0.5m以上)	50	74	53
1 m以下	—	39	25

危険区域内にある家屋の被災度を推定する際のパラメーターとして土石流のもつエネルギーを表す指標を用いることが有効であるといえる。

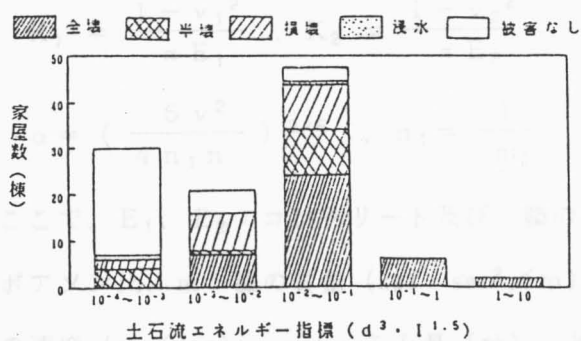


図-2.8 土石流エネルギー指標と被災家屋数

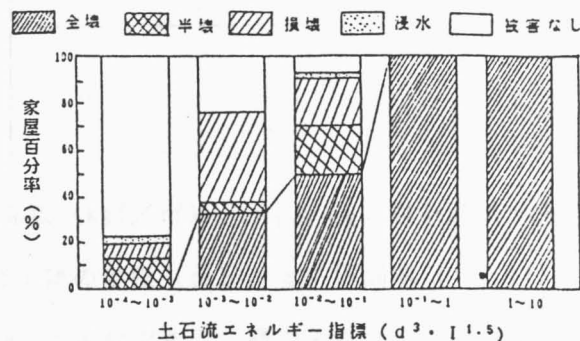


図-2.9 土石流エネルギー指標と被災度割合

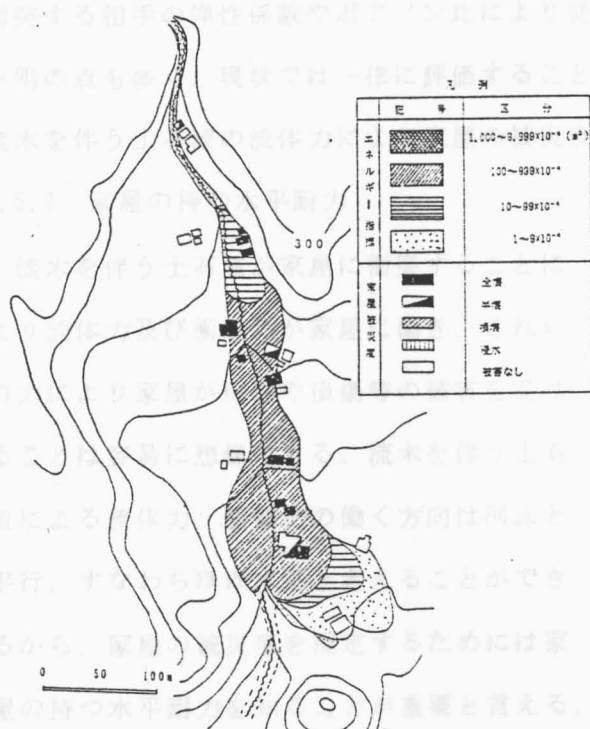


図-2.10 江河内谷上流氾濫域における土石流氾濫、堆積調査結果によるエネルギー指標分布と家屋の被災度

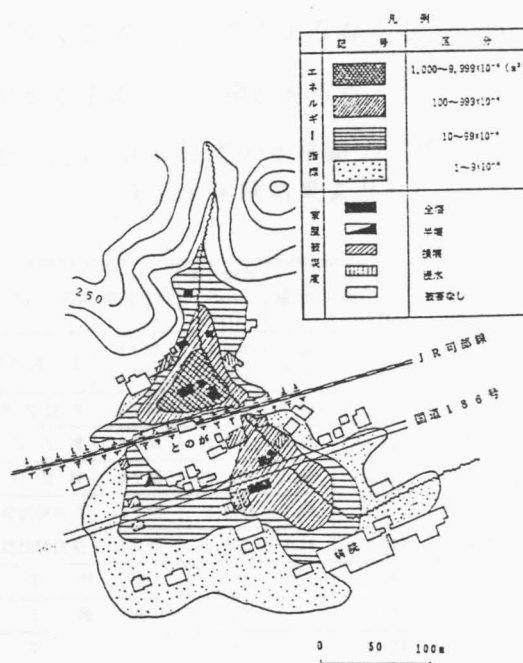


図-2.11 江河内谷下流氾濫域における土石流氾濫、堆積調査結果によるエネルギー指標分布と家屋の被災度

2.5 土石流流体力と家屋の被災度

2.5.1 土石流により家屋に働く力

流下している流木を伴う土石流が家屋に衝突する時に家屋に作用する力は、一般には細粒土砂も含んだ水による流体力と、土石流中に含まれる大きな石礫および流木の衝突による衝撃力に大別できる。石礫の衝突により生ずる衝撃力の大きさを算定する式はこれまでも幾つか提案されている^{7)・8)}。瀬尾、水山、下東⁸⁾によれば静止しているマスコンクリートの平面上に、ある速度で礫が衝突した場合に作用する衝撃力 P (kgf) は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} P &= n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \\ K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha &= \left(\frac{5v^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリート及び、礫の弾性係数（kgf/m²）、 ν_1 、 ν_2 ：コンクリート及び礫のポアソン比、 m ：礫の質量（kgf・sec²/m）、 R ：礫の半径（m）、 π ：円周率（=3.14）、 v ：礫の速度（m/sec）、 α ：へこみ量（m）、 K_1 、 K_2 ：定数である。礫の速度は土石流速度と等しいとし、礫径は最大礫径とする。式（2.2）によれば衝撃力の大きさは石礫の大きさや速度および石礫が衝突する相手の弾性係数やポアソン比により変化する。家屋のもつ弾性係数やポアソン比については不明の点も多く、現状では一律に評価することは困難であると言える。このようなことから以下では流木を伴う土石流の流体力により家屋の被災度を推定する方法について検討を行う。

2.5.2 家屋の持つ水平耐力

流木を伴う土石流が家屋に衝突することにより流体力及び衝撃力が家屋に働き、これらの力により家屋が倒壊や損傷等の被害を受けることは容易に想像できる。流木を伴う土石流による流体力、衝撃力の働く方向は河床と平行、すなわちほぼ水平と考えることができるから、家屋の被災度を推定するためには家屋の持つ水平耐力を知ることが重要と言える。家屋の持つ水平耐力は家屋の構造、例えば木造か鉄筋コンクリート造かあるいは平屋か2階建か、基礎の構造及び家屋の大きさ等によって大きく異なる。今回の土石流災害により被災した家屋の9割以上は木造の住宅であったので、以下では主として木造の住宅についてその水平耐力の目安を検討する。

これまで、主として木造建築物の耐震性能の検討のための基礎資料の収集を目的として

表-2.4 木造住宅の水平耐力（既住の実物大実験結果より）

(a)

住 宅 名	載荷方向	最大耐力 P_{max} (kgf)	幅(m)	単位幅当り 耐 力 (kgf/m)	階 数	経過 年数
三鷹台都営住宅	けた行 はり間	3,000 3,450	4.55 7.28	659 437	平 屋	22年
静岡県営住宅	はり間	2,600	7.735	336	平 屋	25年
南 砂 町 A 棟	はり間	14,000	10.01	1,399	2階建	建設 直後
南 砂 町 B 棟	はり間	29,000	10.01	2,897	2階建	
総2階建試験住宅	はり間	8,100	7.28	1,112	2階建	
片2階建試験住宅	はり間	8,000	7.28	1,099	2階建	
平 屋 建 平 均				489		
2 階 建 平 均				1,627		
平 均				1,139		

(b)

住 宅 名	載荷方向	変形耐力 $P_{1/200}$ (kgf)	幅(m)	単位幅当り 耐 力 (kgf/m)	階 数	経過 年数
三鷹台都営住宅	けた行 はり間	1,350 1,580	4.55 7.28	297 217	平 屋	22年
静岡県営住宅	はり間	1,280	7.735	165	平 屋	25年
南 砂 町 A 棟	はり間	7,200	10.01	719	2階建	建設 直後
南 砂 町 B 棟	はり間	15,800	10.01	1,578	2階建	
総2階建試験住宅	はり間	5,390	7.28	740	2階建	
片2階建試験住宅	はり間	4,460	7.28	613	2階建	
建研実験住宅(1)	けた行	1,100	5.46	201	2階建	
" (2)	けた行	1,200	5.46	220	2階建	
" (3)	けた行	2,100	5.46	385	2階建	
平 屋 建 平 均				226		
2 階 建 平 均				637		
平 均				514		

実大建築物の静的水平加力試験がいくつか行われて来ている⁹⁾。これらの試験により得られた木造家屋の持つ最大水平耐力 P_0 と家屋の変形角が $1/200\text{rad}$ の時の耐力 $P_{1/200}$ を表-2.4に示す。表-2.4より木造平屋建住宅の最大水平耐力は幅1 m当り約0.5tfであり、木造住宅の平均の最大水平耐力は幅1 m当り1.0tfであることがわかる。また、木造建築物の層間変形角が $1/200\text{rad}$ における水平耐力は最大水平耐力の約 $1/2$ である。これらの結果より土石流の持つ流体力による木造家屋の被災度判定に用いる基準としては単位幅当り0.5tf及び1.0tfが一応の目安となる。ただし、実大建築物の水平加力実験での載荷位置は地上から約2.5～5 mであり土石流の流体力の平均作用位置がこれよりも低い場合は水平耐力は表-2.4に示した試験値よりも大きくなると考えられる。また、試験での水平耐力は建物全体の倒壊に対する抵抗力であり、壁や窓ガラスの破損等は考慮していない。

2.5.3 土石流により家屋に働く流体力と家屋の被災度

流下、氾濫中の流木を伴う土石流が家屋に衝突した場合に家屋に作用する幅1 m当りの流体力は次の式で表される。

$$F = \frac{w}{g} h v^2 \text{ ----- (2.3)}$$

ここで、 F ：単位幅当りの流体力(tf/m)、 w ：流木を伴う土石流の単位体積重量(tf/m³)、 g ：重力加速度(m/s²)、 h ：流木を伴う土石流の流動深(m)及び v ：流木を伴う土石流の流速(m/s)である。

土石流の流速をマニング式を用いて表し、式(2.3)を変形すると次式が得られる。

$$F = \frac{w}{n^2 g} h^{7/3} I \text{ ----- (2.4)}$$

ここで、 n ：マニングの粗度係数(s/m^{1/3})、 I ：河床(地盤)勾配である。式(2.4)に、 $w=2.0$ (tf/m³)、 $n=0.04$ 及び $g=9.8$ (m/s²)を代入すると次式が得られる。

$$F = 127.5 h^3 I^{7/3} \text{ ----- (2.5)}$$

式(2.5)を用いて、江河内谷の氾濫域における流体力 F の分布を計算した結果を図-2.12及び図-2.13に示す。ここで、土石流の流動深は現地の流下痕跡を基に推定した。同様に、家屋に被害の発生した他の9溪流についても単位幅当りの流体力 F の分布を求めた。これら10溪流における単位幅当りの流体力 F の大きさ区分毎の被災家屋数と被災度区分を図-2.14に、また家屋数を百分率で表したものを図-2.15に示す。

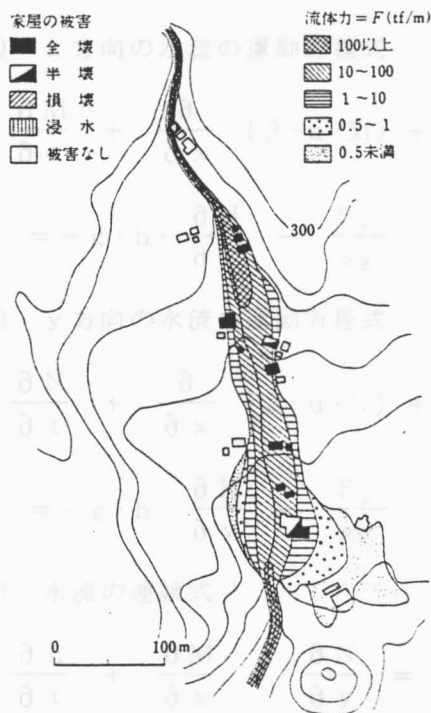


図-2.12 江河内谷上流氾濫域における土石流、堆積調査結果による土石流流体力分布と家屋の被災度

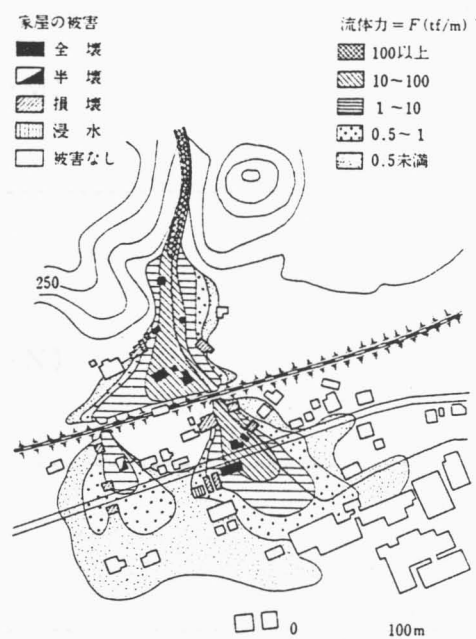


図-2.13 江河内谷下流氾濫域における土石流、堆積調査結果による土石流流体力分布と家屋の被災度

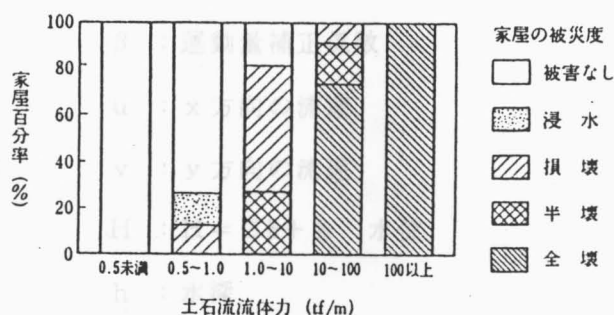


図-2.15 土石流の流体力と被災度割合

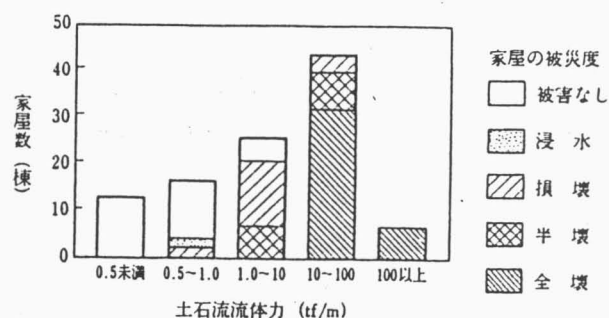


図-2.14 土石流の流体力と被災家屋数

これらの図より、流木を伴う土石流流体力の値が増加するにつれて家屋の全壊及び半壊の割合も増加しており、流木を伴う土石流の流体力と家屋の被災度とは比例していることが分かる。また、流木を伴う土石流流体力が0.5tf/m未満の範囲では損壊以上の被害を受けた家屋は無く、1.0tf/m未満の範囲では半壊以上の被害を受けた家屋は無い。従って、これらの値が流木を伴う土石流による木造家屋の被災度を判定する際の目安になると考えられる。

2.5.4 シミュレーション計算による流体力分布と家屋の被災度

(1) 土石流氾濫シミュレーションモデル

二次元の氾濫水の解析方法¹⁰⁾を参考として二次元（平面的な河床変動計算手法を組み合わせた）土石流氾濫シミュレーションモデルを作成して、昭和63年7月に江河内谷で発生した流木を伴う土石流の再現を行った。計算は、土砂を含んだ水流の運動方程式、土砂を含んだ水流の連続式、流砂量式、流砂の連続式を連立して解くことにより実施した。

(1.1) x方向の水流の運動方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta \cdot u \cdot M) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta \cdot v \cdot M) \\ = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{\rho_0} \end{aligned} \quad (2.6)$$

(1.2) y方向の水流の運動方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta \cdot u \cdot N) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta \cdot v \cdot N) \\ = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{\rho_0} \end{aligned} \quad (2.7)$$

(1.3) 水流の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (2.8)$$

ここに、M : $M = u \cdot h$ x方向流量フラックス (単位幅当り流量)

N : $N = v \cdot h$ y方向流量フラックス (")

β : 運動量補正係数

u : x方向の流速

v : y方向の流速

H : $H = Z_b + h$ 水位

h : 水深

Z_b : 地盤高

である。

F_x, F_y は、x、y方向の抵抗項であり、

$$F_x = (\sigma - \rho_n) \cdot g \cdot h \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_x \cdot \tan \alpha + \tau_{bx} \quad (2.9)$$

$$F_y = (\sigma - \rho_n) \cdot g \cdot h \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_y \cdot \tan \alpha + \tau_{by} \quad (2.10)$$

と表わされる。第1項は、粒子間の衝突によって生じるクーロンの摩擦力であり、第2項は、流体としての抵抗力である。但し、今回の計算では、計算の安定を計るために第1項を省略し第2項のマニング項で抵抗を全て代表させることとした。

第2項は、マニング型の抵抗則を用いると、以下のように示される。

$$\tau_{bx} = \rho_0 \cdot g \cdot n^2 \cdot u \cdot \sqrt{(u^2 + v^2)} / h^{1/3} \quad (2.11)$$

$$\tau_{by} = \rho_0 \cdot g \cdot n^2 \cdot v \cdot \sqrt{(u^2 + v^2)} / h^{1/3} \quad (2.12)$$

ここに、 ρ_0 : 粗粒分、細粒分を含む土石流の密度

σ : 砂礫の密度

ρ : 水の密度

ρ_n : 微細砂が浮遊することによって増加した水の密度

C_{dn} : 土石流中の粗粒分の容積濃度であり、固体分の全容積濃度 C_d とは、次の関係がある。

$$C_{dn} = \frac{C_d \cdot (\sigma - \rho) + \rho - \rho_n}{(\sigma - \rho_n)} \quad \text{-----} \quad (2.13)$$

θ_x : x 方向の地盤勾配

θ_y : y 方向の地盤勾配

$\tan \alpha$: 動摩擦係数 (本モデルでは $\tan \alpha \cong \tan \phi$ としている)

ϕ : 内部摩擦角

n : マニングの粗度係数

g : 重力加速度

である。

(1.4) 流砂量の計算

流砂量の計算は、ある臨界勾配 i_c を設けメッシュ間の勾配 S_{ij} が

$S_{ij} \geq i_c$ ならば、粗粒分を土石流として、細粒分を浮遊砂として計算

$S_{ij} < i_c$ ならば、粗粒分を掃流砂として、細粒分を浮遊砂として計算

する。

① $S_{ij} \geq i_c$ のとき

次の高橋¹¹⁾の土石流濃度式によって濃度を計算する。

$$C_d = \frac{\rho_n \cdot S_{ij}}{(\sigma - \rho_n) \cdot (\tan \phi - S_{ij})} \quad \text{-----} \quad (2.14)$$

$$C_d = \frac{Q_B}{Q_n + Q_B} \quad \text{-----} \quad (2.15)$$

$$Q_B = \frac{C_d}{1 - C_d} \cdot Q_n \quad \text{-----} \quad (2.16)$$

ここに ρ_n : 水の密度 (細粒土砂を含む), ϕ : 内部摩擦角,

σ : 礫の密度, Q_B : 粗粒分の流砂量, Q_n : 細粒土砂を含む水の流量

である。

式 (2.14) 中の水の密度 ρ_n は、土石流中に含まれる細粒土砂によって変化する。 ρ_n は、次式で

計算される。

$$\rho_n = \rho \cdot (1 - C_F) + C_F \cdot \sigma_f \text{ ----- (2.17)}$$

ここに、 ρ は清水の密度、 σ_f は細粒土砂の密度、 C_F は水流中に含まれる細粒土砂の濃度である。

細粒土砂濃度（浮遊砂濃度） C_F は、次に示す芦田・道上式¹²⁾を用いて q_{si} を計算することにより求めた。

$$\frac{q_{si}}{q \cdot f_o(d_i)} = C_B \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{\kappa} \cdot \frac{n \cdot \sqrt{g}}{h^{1/6}} \right) \cdot \Lambda_1 + \frac{1}{\kappa} \cdot \frac{n \cdot \sqrt{g}}{h^{1/6}} \cdot \Lambda_2 \right] \text{ ----- (2.18)}$$

ここに、

q_{si} : 粒径 d_i の単位幅当たりの流砂量

q : 単位幅当たりの水の流量

$f_o(d_i)$: 粒径 d_i の砂礫の河床材料中に占める割合

C_B : 底面濃度 (C_B と ω_o/u_{*o} との関係は、図-2.16のとおりである)

$$C_B = 0.025 \cdot [g(\xi_o) / \xi_o - G(\xi_o)] \text{ ----- (2.19)}$$

$$\xi_o = \omega_o / (0.75 \cdot u_{*o}) \text{ ----- (2.20)}$$

$$g(\xi_o) = \frac{1}{\sqrt{2}\pi} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_o^2\right) \text{ ----- (2.21)}$$

$$G(\xi_o) = \frac{1}{\sqrt{2}\pi} \cdot \int_{\xi_o}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) \cdot d\xi \text{ ----- (2.22)}$$

ω_o : 沈降速度

n : マニングの粗度係数

h : 水深

κ : カルマン定数

$$\Lambda_1 : \Lambda_1 = \left(\frac{a}{h-a} \right) \cdot \int_{a/h}^1 \left(\frac{1}{\eta} - 1 \right)^2 \cdot d\eta \text{ ----- (2.23)}$$

$$\Lambda_2 : \Lambda_2 = \left(\frac{a}{h-a} \right) \cdot \int_{a/h}^1 \ln \eta \left(\frac{1}{\eta} - 1 \right)^2 \cdot d\eta \text{ ----- (2.24)}$$

$$Z : Z = \frac{\omega_o}{1.2 \cdot \kappa \cdot u_*} \text{ ----- (2.25)}$$

(Λ_1 、 Λ_2 と Z の関係は、図-2.17のとおりである)

である。

また、浮遊砂量の計算に必要な沈降速度 ω_o は、次のRubeyの式¹³⁾により計算する。

$$\omega_0 = \sqrt{(\sigma_f / \rho - 1) \cdot g \cdot d_i} \cdot \left[\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot \nu^2}{s \cdot g \cdot d_i^3}} - \sqrt{\frac{36 \cdot \nu^2}{s \cdot g \cdot d_i^3}} \right] \quad \text{---- (2.26)}$$

ここに、 ν : 動粘性係数 ($\nu = 0.01 \text{ cm}^2 / \text{sec}$ 、水温 20°C)

s : $(\sigma_f / \rho - 1)$

d_i : 代表粒径 (cm)

である。

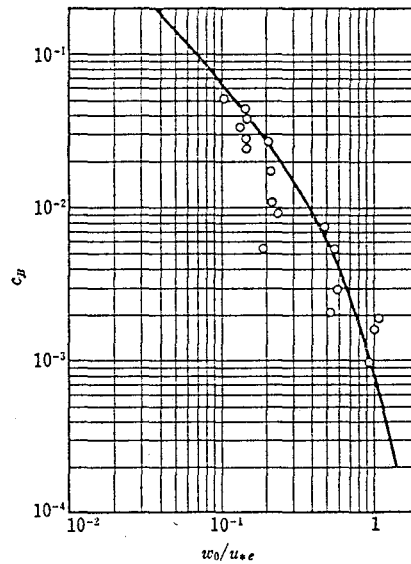


図-2.16 河床付近の土砂濃度 (容積濃度)

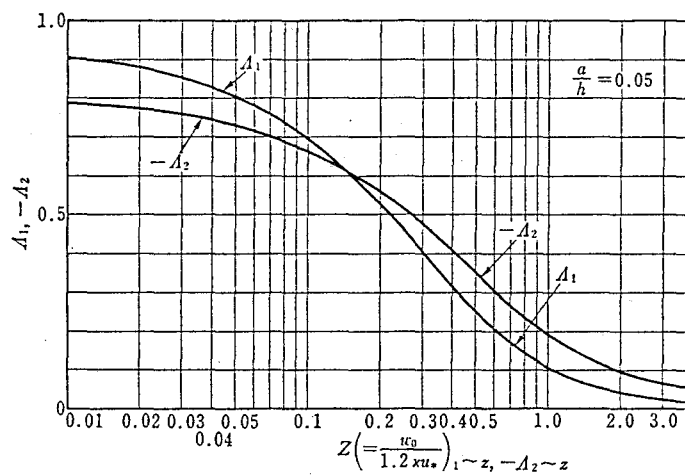


図-2.17 $\Lambda_1 \sim Z$ 、 $-\Lambda_2 \sim Z$ の関係

② $S_{ij} < i_c$ のとき

流砂量は掃流砂として芦田、高橋、水山式¹⁴⁾より計算する。

$$\frac{q_B}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho_n} - 1\right) \cdot g \cdot d_i^3}} = 12 \cdot \tau_*^{1.5} \cdot \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \cdot \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad \text{---- (2.27)}$$

ここに q_B : 単位幅当りの総流砂量, d_i : 代表粒径

α^2 : 移動限界掃流力と停止限界掃流力との比

τ_{*0} : 限界掃流力, τ_* : 掃流力

である。

浮遊砂量は土石流の場合と同様に式(2.18)を用いて計算する。

(1.5) 流砂の連続式

河床変動量の計算は、次の2次元の流砂の連続式を用いる。

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right) = 0 \quad \text{-----} \quad (2.28)$$

ここに Z_b : 河床高

λ : 空隙率

q_{Bx} : x 方向の流砂量

q_{By} : y 方向の流砂量

である。

土石流氾濫シミュレーション計算は式(2.6)～(2.8)及び(2.28)をリープフロッグ法により差分化することにより解いた。

(2) 計算条件

表-2.5 江河内谷における土石流氾濫概要

項 目	数 値
流 域 面 積	0.71 km ²
主 流 路 長	2,000 m
平均河床勾配	1/5.7 (1.0°)
氾濫開始勾配	1/11.9 (5°)
氾濫末端勾配	1/33.8 (1.7°)
氾 濫 面 積	90,200 m ²
堆 積 土 砂 量	40,150 m ³

江河内谷の溪流の概況と災害後の現地調査結果による土石流の氾濫面積及び堆積土砂量を表-2.5に示す。

江河内谷における流量観測資料は存在しないことから、土石流の流下時の清水のピーク流量(Q_p)を合理式により算定する。土石流発生時の最大時間雨量は江河内谷に最も近い雨量観測所である広島県加計土木事務所の記録では57mm/hrである。洪水到達時間は次に示すKraven式、土研式および角屋・福島式¹⁵⁾を用いて算定した。

Kraven式

$$T = L / W \quad \text{-----} \quad (2.29)$$

ここに、 T は洪水到達時間、 L は流路長、 W は洪水流出速度($W=3.5\text{m/s}$ を採用)である。

土研式

$$\text{都市流域} : T = 2.40 \times 10^{-4} \cdot (1 / \sqrt{S})^{0.7} \quad \text{-----} \quad (2.30)$$

$$\text{自然流域} : T = 1.67 \times 10^{-3} \cdot (l / \sqrt{S})^{0.7} \text{ ----- (2.31)}$$

ここに、 T : 洪水到達時間(h)

l : 流域最遠点から流量計算地点までの流路長(m)

S : 流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

である。

角屋・福島式

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \text{ ----- (2.32)}$$

ここに、 t_p : 洪水到達時間 (分)

A : 流域面積 (km^2)

r_e : 平均有効降雨強度(mm/hr)

C : 土地利用状態により異なる定数 (自然山地では $C = 290$)

計算結果では、Kraven式では10分、土研式では38分、角屋・福島式では68分となったが、ここでは中間的な値を示す土研式による結果を洪水到達時間として用いる。

洪水到達時間内降雨強度を推定するためには降雨強度式を知る必要があるが、ここでは特性係数法により降雨強度式を推定する。

加計土木事務所の昭和63年7月災害時における最大1時間雨量57mm/hrは、岩井らによる「本邦確率時間雨量 R の分布図」および「本邦確率特性係数 β の分布図」¹⁶⁾によれば、ほぼ10年確率程度であり、この時の特性係数 β^{10} および1時間雨量 R^{60} は、 $\beta^{10} = 2.2$ 、 $R^{60} = 57\text{mm/hr}$ となる。

タルボット型を用いた場合、降雨強度式は次の通りとなる。

$$I = \frac{5227}{t + 31.7} \text{ ----- (2.33)}$$

ここに、 I : 降雨強度(mm/hr)、 t : 降雨継続時間 (分) である。

式(2.33)より洪水到達時間内降雨強度は75mm/hrである。以上の結果より合理式を用いて清水のピーク流量を算定する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot A \cdot r \text{ ----- (2.34)}$$

ここに、 f : 流出係数 ($f = 0.9$ とする)

A : 流域面積(km^2)

r : 洪水到達時間内降雨強度(mm/hr)

である。

従って江河内谷における清水のピーク流量は $13.3\text{ m}^3/\text{s}$ と推定される。

焼岳、滑川、桜島における土石流の動態観測結果から土石流のピーク流量は降雨資料により算出された清水のみのピーク流量の1～20倍程度になることが報告されている¹⁷⁾。また災害後の土石流の流下痕跡の調査より、江河内谷の谷の出口付近における流下断面積は約 60 m^2 であった。これらのことより土石流のピーク流量は清水流量の約23倍にあたる $300\text{ m}^3/\text{s}$ と推定した。また、土石流の継続時間は目撃者からの聞き取り調査結果及び図-2.18に示す既往の土石流動態観測調査結果をもとに、10分間とした。従って土石流の流量は10分間一定で $300\text{ m}^3/\text{s}$ とした。

地形条件は1/5,000地形図を基に、災害後に実施した現地測量結果を参考にして、溪流部における土石流流下幅とほぼ同じ10m四方のメッシュ毎に地盤の中央点の標高を読み取った。

計算に使用したその他の物理量の値は既往の土石流氾濫シミュレーションに用いられたもの¹⁸⁾⁻²²⁾を参考として表-2.6に示すように決定した。

表-2.6 計算に用いた水理条件

水 理 条 件	数 値
メッシュ間隔 Δx 、 Δy	10 m
計 算 時 間 間 隔 Δt	1 sec
代 表 粒 径 d_i	細粒分 0.2 mm
	粗粒分 10.0 mm
粗 度 係 数 n	0.04
堆 積 土 砂 濃 度 C^*	0.6
砂礫及び細粒土砂の密度 σ, σ_f	2.6 t/m^3
水 の 密 度 ρ	1.0 t/m^3
細粒土砂を含む水の密度 ρ_n	計算によって算出
限 界 掃 流 力 τ^*c	0.04
土石流計算と掃流砂計算の限界勾配 i_c	0.01
土砂の内部摩擦角 ϕ	35°
侵 食 可 能 深	河道部のみ1.0 m、 他は0 m

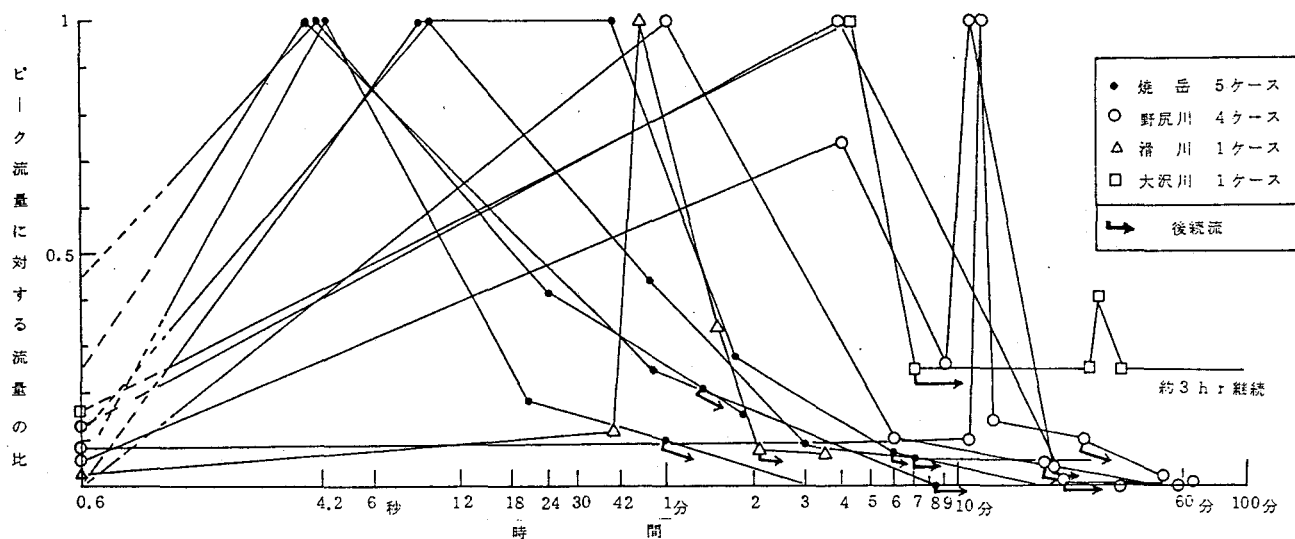


図-2.18 動態観測による土石流ハイドログラフ

(3) 計算による土石流流体力分布と家屋の被災度

土石流氾濫シミュレーション計算により各メッシュ毎、各時間毎に土石流の流速、土石流の流動深及び土石流の単位体積重量が求まる。これらの値を式(2.3)に代入すると各メッシュにおける単位幅当りの流体力を求めることができる。各メッシュにおける最大の流体力の分布と家屋の被災度実態を図-2.19に示す。さらに図-2.19をもとにシミュレーション計算による単位幅当りの土石流の流体力の大きさ区分毎の被災家屋数と被災度区分を図-2.20に、また家屋数を百分率で表したものを図-2.21に示す。

これらの図より、シミュレーション計算による土石流氾濫範囲は実際の土石流の氾濫範囲とおおむね一致しており、土石流流体力の値が増加するにつれて家屋の全壊および半壊の割合も増加していることが分かる。これらのことより土石流による家屋の被災度の推定に当たっては土石流氾濫シミュレーション計算を利用した流体力分布を用いると有効であると言える。この方法は土石流危険区域の設定と危険区域内の危険度区分に用いることができ、客観的で精度の高い土石流ハザードマップの作成に役立つと考えられる。

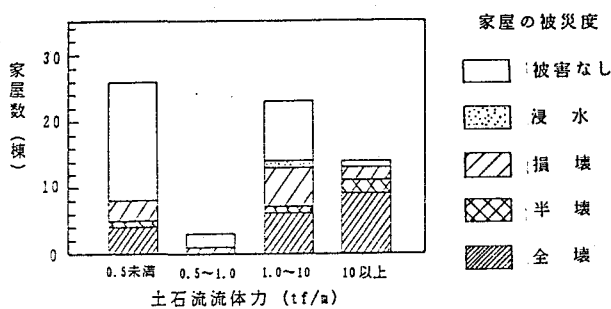


図-2.20 計算による土石流流体力と被災家屋数

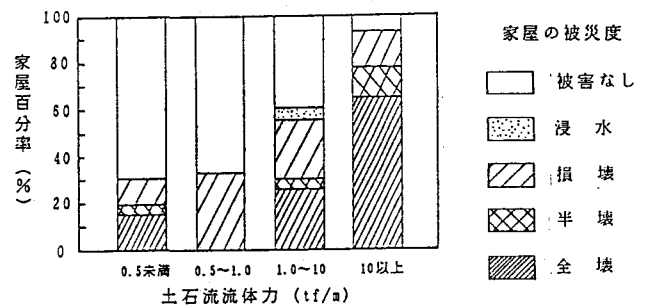


図-2.21 計算による土石流流体力と被災度割合

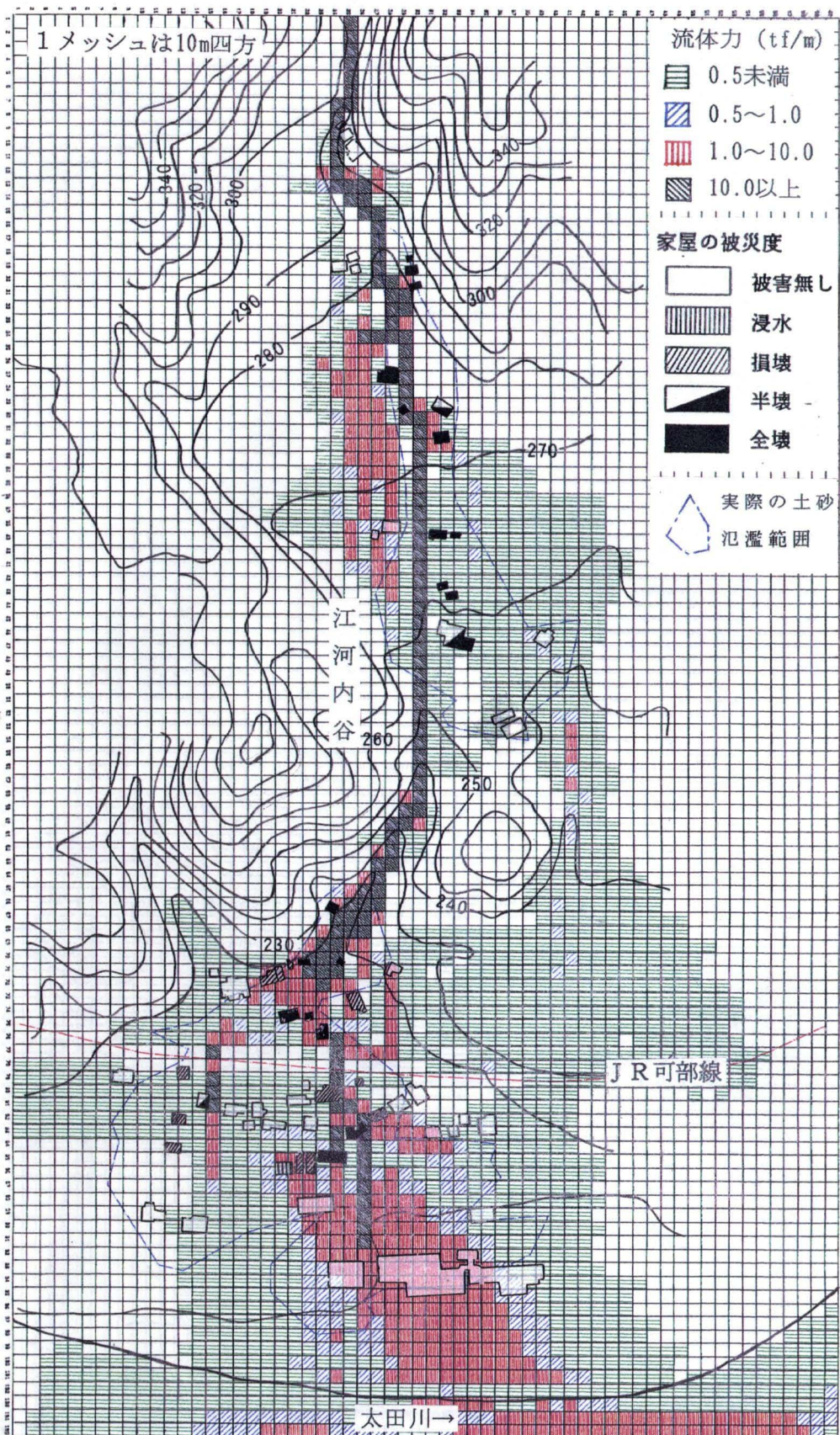


図-2.19 土石流氾濫シミュレーション計算による流体力分布と家屋の被災度

2.6 結 語

昭和63年7月に広島県加計町を中心とした地域で大規模な流木を伴う土石流災害が起きた。そのうち家屋のある地点まで流木を伴う土石流の氾濫が及んだ10溪流について流木を伴う土石流の氾濫範囲、土砂堆積深、土石流氾濫範囲内にあった家屋の構造・被災度等を現地調査及び空中写真判読により調査した。これらの結果をもとに家屋の被災度と数種のパラメーター（氾濫開始点からの距離、地盤勾配、土砂堆積厚、エネルギー指標、および土石流流体力）との関係を解析した。その結果家屋の被災度は流木を伴う土石流の流体力と高い相関関係があることが明かとなった。さらに家屋の持つ水平耐力を考慮して検討を行った結果、土石流の持つ流体力が0.5tf/m未満では家屋に損傷は生じておらず、1.0tf/m未満では半壊及び全壊と言った人命の危険に直接係わるような被害は発生していないという結果が得られた。このことから土石流氾濫区域内にある家屋の被災度を精度良く推定するための指標として土石流流体力が極めて有効であると言える。

また、家屋及び人命への被害が最も大きかった江河内谷について土石流氾濫シミュレーション計算を行いその結果から土石流流体力分布を計算した。このシミュレーション計算による土石流流体力分布と家屋の被災度の相関は強いという結果が得られた。このことから、土石流氾濫シミュレーション計算により土石流氾濫区域内の流体力分布を知ることにより、土石流氾濫区域内の家屋の被災度を客観的かつ精度良く推定することができる。この手法は土石流に関する精度の高いハザードマップ作成に利用することができ、このハザードマップを通して土石流危険区域内の住民の警戒避難体制の整備、土地利用計画、住宅移転の検討等が進み、流木を伴う土石流災害防止に役立つものと考えられる。

なお、今後流木を伴う土石流による家屋の被災度推定の精度を高めるためには土石流氾濫シミュレーション計算手法を改良するとともに次の項目の検討が必要である。まず土石流中に含まれる巨礫および流木の衝突による家屋の被災機構を明らかにする必要がある。また鉄筋コンクリート造の建物についても被災度判定のための目安を得る。さらに建物の戸、窓、壁等の水平耐力を明らかにすることも重要である。

参 考 文 献

- 1) 武居有恒 監修：地すべり、崩壊、土石流、一予測と対策一、鹿島出版会、334p、1980
- 2) 長崎大学学術調査団：長崎豪雨による災害の調査報告書、pp111～124、1982
- 3) 水山高久、下東久巳：土石流の堆積と家屋の破壊、土木技術資料、第26巻、第7号、pp22～27、1984
- 4) 水山高久、石川芳治、栗原淳一：昭和63年7月広島県加計町に発生した土石流災害、新砂防、第41巻、第3号、pp48～49、1988
- 5) 建設省河川局河川計画課：治水経済調査要綱、pp4～9、1970
- 6) 武田 正：山形県温海町の昭和62年8月発生災害と砂防激甚災害対策特別緊急事業について、砂防および地すべり防止講義集X X V Ⅲ、（社）全国治水砂防協会、pp78～90、1988
- 7) 奥田節夫：巨大礫の衝撃力、焼岳の実測例を参考にして、建設省松本砂防工事事務所 焼岳、浦川における土石流関係資料集Ⅲ、pp80～87、1978
- 8) 瀬尾克美、水山高久、下東久巳：土石流衝撃力に対する緩衝材に関する実験及び解析報告書、土木研究所資料、第2169号、191pp、1985
- 9) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、490pp、1981
- 10) 岩佐義朝、井上和也、水島雅文：氾濫水の水理数値解析法、京大防災研究所年報 第23号 B-2、p p305～317、1984
- 11) 高橋 保：土石流の発生と流動に関する研究、京大防災研究所年報、第20号、B-2、pp405～435、1982
- 12) 芦田和男、高橋 保、道上正規：河川の土砂災害と対策、森北出版、pp36～42、1983
- 13) 河村三郎：土砂水理学、森北出版、p23、1982
- 14) 芦田和男、高橋 保、水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究、新砂防、第30巻、第4号、pp9～17、1978
- 15) 土木学会水理委員会水理公式集改訂委員会：水理公式集、（社）土木学会、pp154～155、1985
- 16) 岩井重久、石黒政儀：応用水文統計学、森北出版、pp.148～256、1970
- 17) 上原信司、水山高久：土石流動態観測に基づく土石流ピーク流量の検討、新砂防 第37巻、第3号、pp23～24、1984
- 18) 高橋 保、辻本浩史：土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション、京大防災研究所年報、第27号 B-2、pp467～485、1984

- 19) 高橋 保、中川 一、西崎丈能：堤防欠壊による洪水危険度の評価に関する研究、京大防災研究所年報、第29号、B-2、pp431～450、1986
- 20) 水山高久、下東久己：土石流扇状地の地形と土石流の堆積氾濫、新砂防、第37巻、第6号、pp11～19、1985
- 21) 水山高久、下東久己：土石流氾濫シミュレーション、土木技術資料 第27巻、第8号、pp3～9、1985
- 22) 高橋 保：土砂流出と災害の予測、水工学シリーズ87-A；土木学会水理委員会pp8-1～8-23,1987

第3章 流木の運動、堆積機構

3.1 概 説

山地小溪流の山腹斜面・溪岸における崩壊や土石流の発生・流下に伴い多量の流木及び土砂が発生する。山地小溪流における発生から扇状地における堆積までの流木の移動現象を解明することは流木に関する研究の基本的事項であり、また山地小溪流における流木および土砂災害対策を検討する上でも重要である。ここでは流木の移動現象の解明のための基礎として、水路上における流木の移動・停止条件、水路狭窄部における流木の停止条件および山地小溪流の扇状地における流木の運動、堆積機構について、主として室内水理模型実験および屋外水理模型実験結果に基づいて考察する。また扇状地における流木の堆積分布について昭和63年の広島災害における実態調査をもとに、実験結果との比較、検討を行い、水理模型実験による実際の流木堆積現象の再現性の検討を行う。さらに、山地小溪流上流域で形成された流木ダムについて実例を示す。

3.2 水路上での流木の移動、停止条件

3.2.1 実験概要

実験には長さ5 m、幅20 cm、深さ40 cmの側面アクリル板付きの木製水路(図-3.1)を用い、水路の底は平均粒径1.2 mmの砂を貼り付けた固定床とした。水路勾配は $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の範囲で可変とし実験条件に応じて変化させた。流木の模型としては直径15 mm、長さ10 cmの円筒状の木材を用いた。流木の模型の比重は0.98であった。また流木模型の水路固定床に対する水中での摩擦角は 25° であった。

実験は流量を0.3、0.7、1.0、1.3 m^3/s として各段階で水路勾配を $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ まで徐々に変化させて水路上に置いた流木が移動するかどうかを観察し、合わせて流路上の水

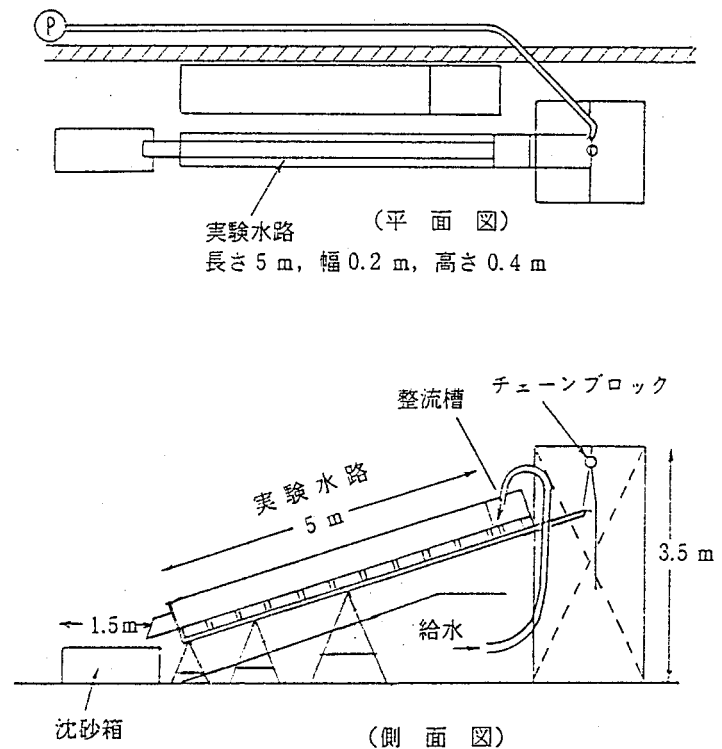


図-3.1 実験に用いた水路の全体図

深を測定した。流木の水路上への設定方向は原則として流向と平行としたが、流量が0.3ℓ/Sの場合のみ移動が始まる最小の角度だけ流向より傾けて設置しその角度を測定した。

3.2.2 実験結果ならびに考察

(1) 水路上に流向と平行に置かれた流木の移動、停止限界

まず、実験条件を単純化するために流向に対する流木の軸方向の傾きを0度とした場合、すなわち流向方向と平行に流木を置いた場合の流木の移動停止限界について検討する。流量を0.3、0.7、1.0、1.3ℓ/Sと4段階に変化させて実験を行った。実験結果に基づく各段階での水路勾配と水深の関係及び流木の移動と停止の範囲を図-3.2に示す。

比重が水よりも小さな（すなわち水に浮く）流木の受ける流体力Fと抵抗力Rはそれぞれ次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} F &= C A \frac{\rho v^2}{2} = \frac{10.77 C A \rho}{n^2} h^{4/3} I \\ R &= \left(\frac{\pi d^2}{4} \sigma - \rho A \right) g \ell (\mu \cos \theta - \sin \theta) \end{aligned} \right\} \text{-----} (3.1)$$

ここで、F：流向に平行に設置された流木の受ける流体力(gf)、C：抵抗係数（≒0.99¹⁾）、A：流水の当たる部分の流木の断面積（水中部分の断面積、cm²）、ρ：水の密度(gf・s²/cm⁴）、v：流水の平均流速（cm/s）、n：マンニングの粗度係数（sec/m^{1/3}）、h：水深(cm)、I：水路の勾配、R：流木の抵抗力(gf)、d：流木の直径(cm)、σ：流木の密度(gf・s²/cm⁴）、g：重力加速度(cm/s²）、ℓ：流木の長さ(cm)、μ：流木の水中での摩擦係数、θ：水路の勾配（角度）である。

流木の移動条件はF ≥ Rであるから次式により流木の移動と停止の境界を求めることができる。

$$\frac{10.77 C A \rho}{n^2} h^{4/3} I = \left(\frac{\pi d^2}{4} \sigma - \rho A \right) g \ell (\mu \cos \theta - \sin \theta) \text{-----} (3.2)$$

これを解くことにより水深：hと水路勾配：θの変化に伴う流木の移動、停止境界を求めることができる。このようにして得た計算結果を図-3.2に▲印で示す。なお実験に用いた水路の粗度係数は約0.019であり、フルード数は勾配2度、流量0.3ℓ/s～1.3ℓ/sで0.89～1.4、勾配20度、流量0.3ℓ/s～1.3ℓ/sで3.83～5.54であった。

図-3.2より水路勾配が5度付近において、流木の移動に対して最も大きな流量が必要になることが分かる。これよりも水路勾配が急な場合は流木の自重により滑り落ちようとする力が大きくなる。一方水路勾配が5度よりも緩くなると流速が小さくなり水位が上昇して流木に働く浮力が大きくなり、ついには完全に浮遊する水位（約1.4cm）に達する。

図-3.2より、実験における移動、停止の境界と計算による流木の移動、停止境界は良く一致してお

り式(3.2)を用いることにより流木の移動、停止境界を求めることができる。

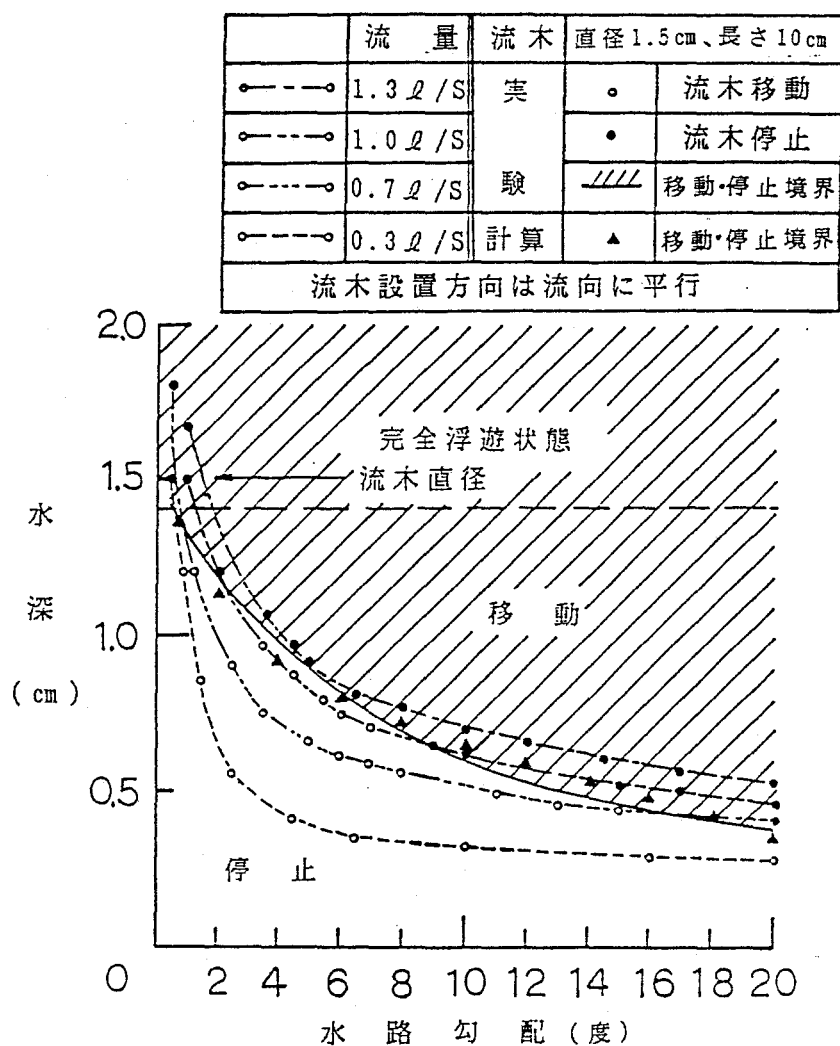


図-3.2 水路勾配、水深と流木の移動、停止条件

(2) 流向に対する流木の設置角度と流木の移動、停止限界

流向に対する流木の設置方向の違いによる流木の移動、停止限界の変化について検討する。流量0.3 L/S における、水路勾配と、流木が移動を開始する時の流向方向に対する最小の流木の傾き(ϕ)との関係を図-3.3に示す。傾き ϕ が大きくなると流木の受ける流体力が増すとともに、流木がころがりにより移動し易くなるため、全体的に移動し易くなる。従って図-3.3より流量一定の時は水路勾配が5°付近で最も流木が移動し難い、すなわち堆積し易いことが分かる。

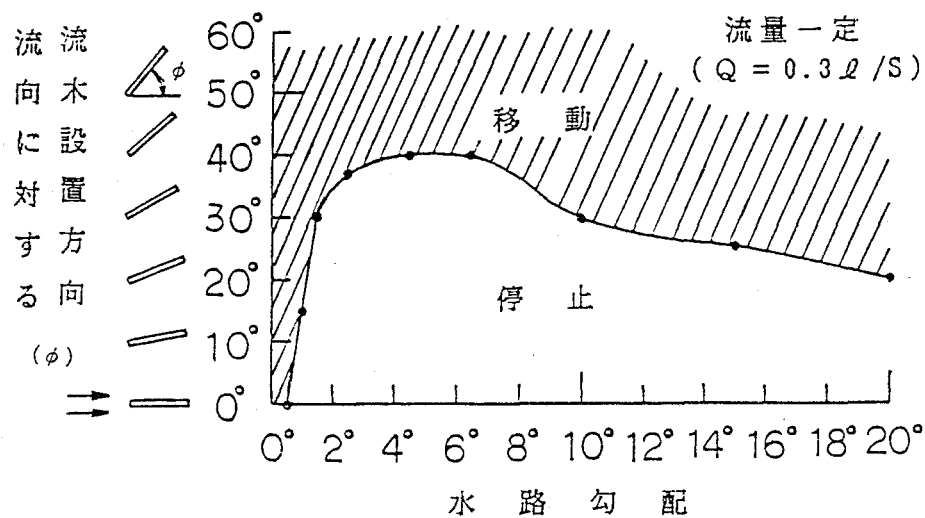


図-3.3 流木の設置方向による移動限界

3.3 狭窄部における流木の通過と停止

3.3.1 実験概要

実験は流木の移動、停止条件で用いた水路と同じ水路(図-3.1)を用いたが、ここでは水路の中に厚さ1.8cm、高さ20cmのラワン合板を水路下流端より1.0mの位置に設置し、狭窄部(幅2、4、8、12cm)とした(図-3.4)。また水路勾配は5°と10°の2種類とした。流木の模型としては直径と長さがそ

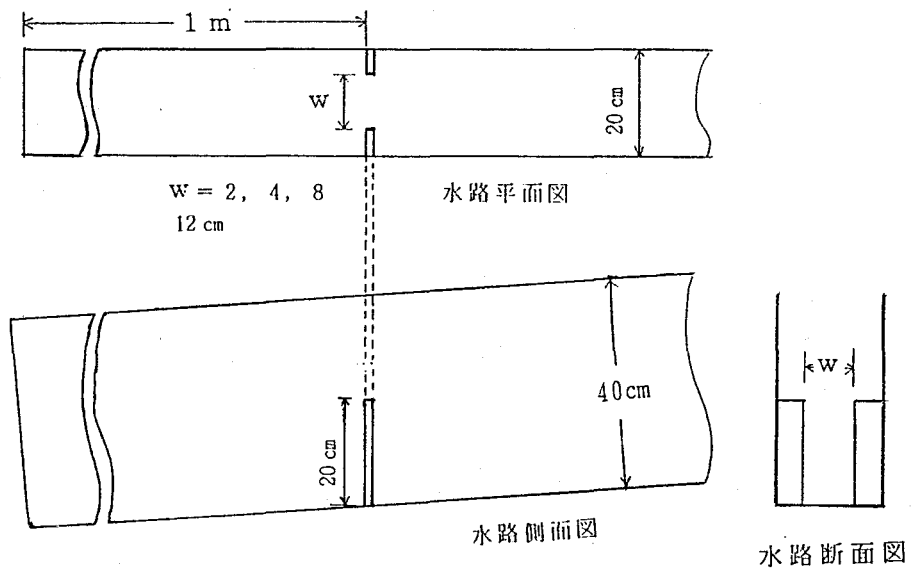


図-3.4 水路狭窄部模型

れぞれ0.8cm-5cm、0.8cm-10cm、1.5cm-5cm、及び1.5cm-10cmの4種類の円筒状の木材をそれぞれ100本ずつ用いた。実験を通じて流木模型の比重は0.95~0.98であった。

実験は水路勾配を5°と10°の2種類として各勾配で流量を1.0 l/s、1.35 l/s、1.7 l/sの3種類に設定した。これらの流量に対して、水路の上流端より0.5m下流の位置において同一の大きさの流木模

型を100本ずつ投入して水路を流下させ、狭窄部における流木の捕捉本数及び狭窄部直上流における水位を測定した。

3.3.2 実験結果ならびに考察

狭窄部における流木の通過・停止に関して、狭窄部の流木捕捉率（ T ）を次のように定義する。

$$T = \frac{\text{狭窄部により捕捉された流木本数}}{\text{水路に投入した流木本数（=100本）}} \quad \text{-----} \quad (3.3)$$

狭窄部の幅 w と流木の長さ l の比と、流木捕捉率 T との関係を図-3.5に示す。 w/l が減少すると捕捉率 T が上昇する傾向が明確に認められ、 w/l が0.3以下では流木の捕捉率はほぼ1.0になり、 w/l が1.5以上では流木捕捉率はほぼ0になる。

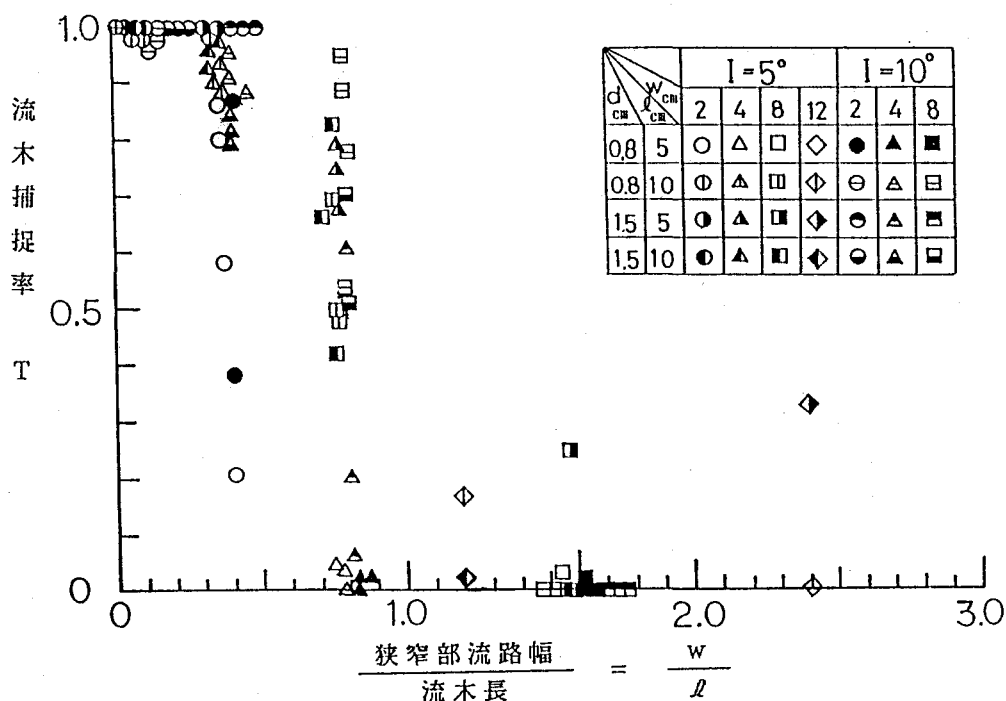


図-3.5 w/l と流木捕捉率 T

3.4 扇状地における流木の運動と堆積機構

3.4.1 実験概要

扇状地模型を製作して水理模型実験を行い、扇状地における流木の運動と堆積機構について検討を行う。扇状地の模型としては全国における約200箇所の既往の土石流の氾濫、堆積調査結果²⁾をもとに、分散角としては平均的な値である60°とした。同様に扇状地の勾配は平均的には約5度であるので、模型では扇頂部（谷の出口）では10度として、以下1 mピッチで1度ずつ勾配を減少させた。ただし最下流部の勾配は0.5度とした（図-3.6）。

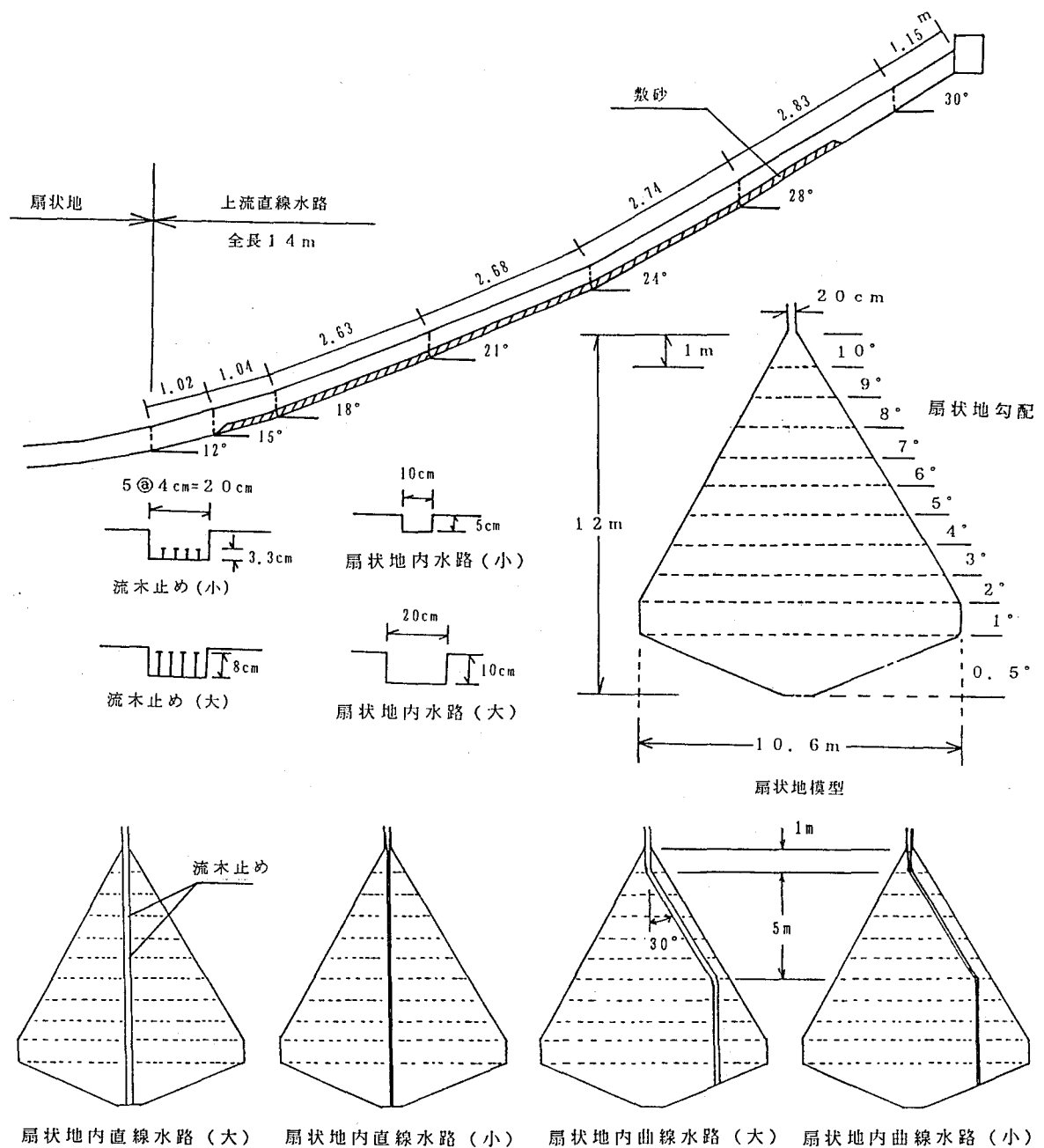


図-3.6 扇状地模型及び扇状地上流直線水路

土石流が流下堆積する扇状地の横断形状は一般的には中央部の盛り上がった凸形であると考えられるが、実験のデータ解析を単純化することを考慮して模型の横断形状は水平とした。また、扇状地内に比較的大きな流路がある場合を考慮して、図-3.6に示すように大小2つの断面の流路を平面的に直線及び曲線として、計4種類の流路模型を扇状地模型内に設置した。さらにスクリーン式流木止めの流木捕捉効果を検討するために、扇状地内直線水路(大)に図-3.6に示す2種類の流木止めを設置した。

模型の扇状地面はモルタルで製作し固定床とした。扇状地より上流の水路の勾配も、やはり全国的な土石流の流下部調査結果より²⁾、上流部で30度、扇頂部に接続する下流部で12度、平均勾配は21度とした。また扇状地上

流の模型水路は全長14m、幅20cm、深さは40cmで側面アクリル板の木製水路である。

模型の規模は実物で流域面積1.0km²程度の溪流を想定して計画洪水流量は25m³/sec、計画流出土砂量は30,000m³とした。

模型の縮尺は鉛直方向、水平方向とも1:50とし、その他の諸量は表-3.1に示すようにフルードの相似則を適用して設定した。この結果、実験に用いる流量は1.5ℓ/sec、土砂量は

240ℓとした。実験に用いた土砂は、六甲山系住吉川における昭和42年発生の土石流による堆積土砂を1ヶ所当り約30m³（深さ3～4m）計2ヶ所掘削して巨石も含めて粒度分布を測定した結果を参考として、1/50に縮小した粒度分布を持つ砂礫を用いた。住吉川における実際の粒度分布と実験に用いた砂礫の粒度分布を図-3.7に示す。土石流中の細粒分（粒径0.1mm以下）としてはフライアッシュを用いた。流木の模型は実物の1/50の縮尺として表-3.2に示す直径及び長さの異なる6種類の流木模型を用いた。給水時間は実物の時間で約30分に当たる4分間としたが、土石流ではこのうち始めの1分3

表-3.1 実験に用いた諸量の縮尺比一覧表

諸 量	次 元 L-F-T	縮 率		実 物	模 型
		比	縮 尺		
水平成分(x)	L	X _r	1:50	5m, 10m	10cm, 20cm
鉛直成分(h)	L	H _r	1:50	3m, 10m	6cm, 20cm
勾配(h/x)	-	H _r · X _r ⁻¹	1:1	5° (1/3.3) 17° (1/11.4)	5°, 17°
面積(A)	L ²	H _r · X _r	1:2,500	1.0km ²	400m ²
体積(V ₀)	L ³	H _r · X _r ²	1:125,000	30,000m ³	240ℓ
流量(Q)	L ³ · T ⁻¹	X _r · H _r ^{3/2}	1:17,677.7	25m ³ /sec	1.5ℓ/s
時間(T)	T	X _r · H _r ^{-1/2}	1:7.07	30分	4分
粗度係数(n)	L ^{1/3} · T	H _r ^{2/3} X _r ^{1/2}	1:1.92	0.040	0.019

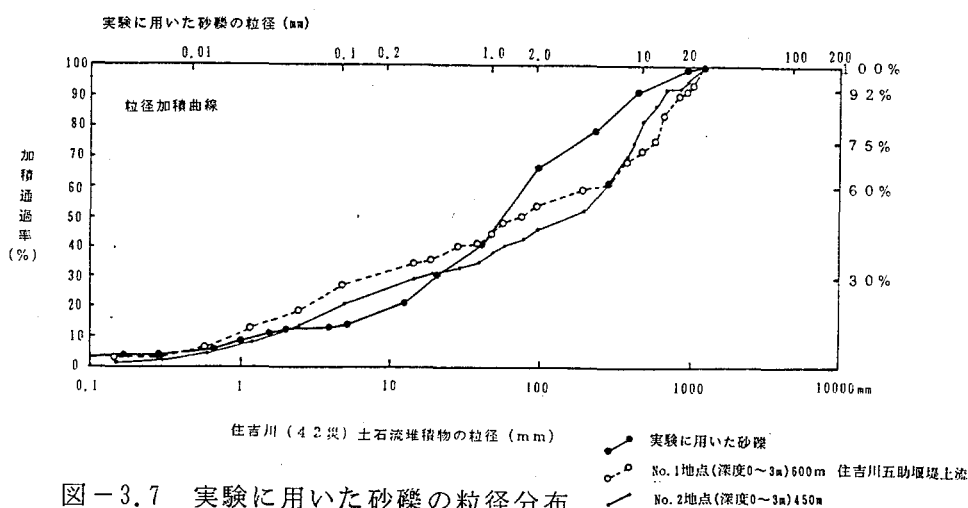


図-3.7 実験に用いた砂礫の粒径分布

表-3.2 流木模型種類

種類	直径 d (cm)	長さ ℓ (cm)
1	0.6	5
2	0.6	10
3	0.6	20
4	1.5	5
5	1.5	10
6	1.5	20



0秒を土石流の本体、続く2分30秒を後続流と見なして、1分30秒後に一旦給水を停止して土石流の土砂堆積形状を測定し、その後2分30秒間給水を行い後続流による土砂堆積地の侵食状況を検討した。土石流実験の場合は実験開始前に直線水路の下流端より1mの地点から上流へ長さ11m、厚さ約11cmで土砂を敷均し、この土砂に表-3.2に示す流木模型を500本あるいは1,000本等間隔（4cm及び8cm）に立て、その後給水を開始して土石流及び流木を発生させた。洪水による流木の流下実験においては上流直線水路の下流端より約11m上流の位置でほぼ等間隔（基本的には20本/秒）に流木模型を投入した。

実験はその主な目的により次の2つに分類される。

- ① 洪水による流木の氾濫・堆積実験（以下実験Aとする）：洪水（清水のみ）を発生させて上流直線水路に流木を投入し、上流直線水路における流木の流下形態、扇状地模型上での流木の氾濫・堆積形態等を検討する。
- ② 土石流による流木の氾濫・堆積実験（以下実験Bとする）：上流直線水路上に厚さ11cmで土砂を敷均して流木模型を立て、上流から給水することによって土石流とともに流木を発生・流下させ、上流直線水路上での流木の流下形態、扇状地模型上での流木及び土砂の氾濫・堆積形態等を検討する。

表-3.3 実験条件一覧表

(1) 実験A（洪水のみ）

扇状地模型	流量 (Q/s)	流木(cm) 直径-長さ	流木本数 (本)	流木投入 間隔(本/秒)	流木止 (高さcm)	備考
水路なし	1.5	1.5-10	500	20	無	基本条件
直線水路大	2.0	1.5-5	1,000		有(3.3)	
直線水路小		1.5-10			有(8.0)	
曲線水路大		0.6-5				
曲線水路小		0.6-10				
		0.6-20				

(2) 実験B（土石流）

扇状地模型	流量 (Q/s)	土砂量 Q	流木 直径-長さ(m)	流木本数 (本)	流木止 (高さcm)	備考
水路なし	1.5	240	1.5-10	500	無	基本条件
直線水路大	2.0		1.5-5	1,000	有(3.3)	
直線水路小			1.5-10		有(8.0)	
曲線水路大			0.6-5			
曲線水路小			0.6-10			
			0.6-20			

実験A、Bの実験条件を表-3.3に示す。流木と土砂の流下・氾濫・堆積状況は上流直線水路および扇状地上方からビデオカメラと35mmカメラにより撮影して記録した。実験Bにおいては扇状地上の2断面について河床高及び水位を測定した。給水開始から1分30秒後及び4分後には扇状地模型上に堆積した土砂の堆積深を20cmピッチで測定した。給水終了後には扇状地模型上に堆積した土砂量を縦断方向に1m区間毎に、流木本数は1mメッ

シュ毎に測定した。なお実験を通して流木模型の比重は0.90～0.98であった。

3.4.2 洪水による流木の運動と堆積（実験A）

(1) 扇状地上における流木の運動と堆積

洪水（清水）とともに流下する流木の扇状地における移動と堆積形態は、基本的には流木の大きさや流量により異ならず、今回の実験においてはほぼ同一であるので、実験条件流量 1.5 L/s 、流木長 10 cm 、流木径 1.5 cm の場合を例にとり述べる。なお流量 1.5 L/s の場合、扇頂部における流水のフルード数は 9.5 、扇状地の勾配 4 度付近の中央部で 4.0 である。

扇状地上流の直線水路内に投入された流木群は、水路を流下する間に平均的には水原³⁾の示したように、ほぼ正規分布的な偏走角の分布（流向に対して流木の長軸は平行になるものが最も多く、直角になるものが

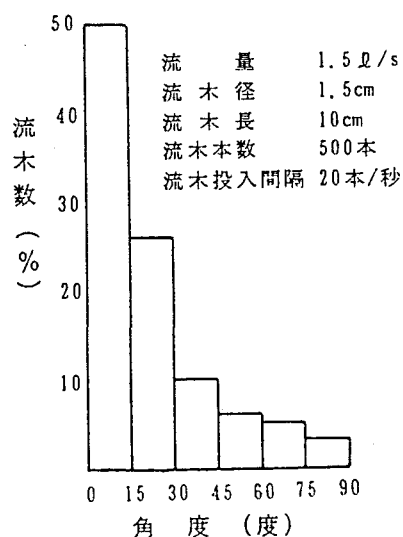


図-3.8 扇状地上流水路における流木群の偏走角の度数分布

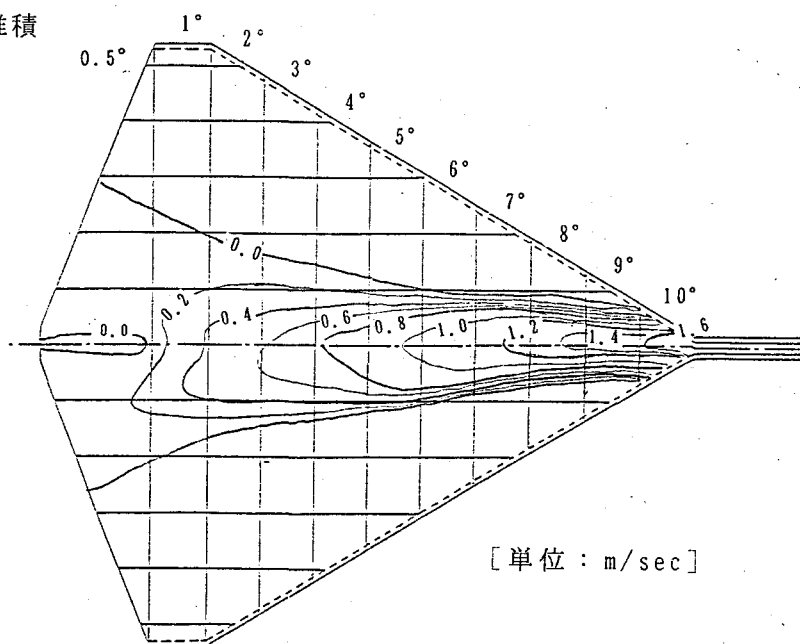


図-3.9 扇状地での最大流速の分布
(給水量 1.5 L/s)

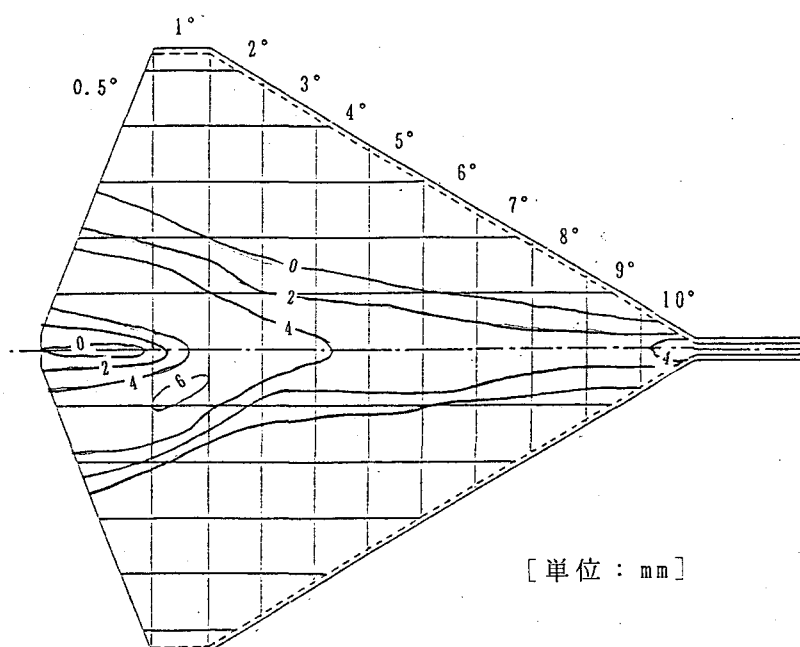


図-3.10 扇状地上での水深分布
(給水量 1.5 L/s)

最も少ない)で流下していく(図-3.8)。扇頂部から扇状地部へ流出する際には洪水は流水幅を増すと同時に河床勾配も 12° から 10° へと緩くなるため、流速が急激に低下する(図-3.9)。また流路の兩岸では水深が減少する(図-3.10)。このことより流木の受ける流体力は減少するとともに、流木の直径に比較して水深が小さい場合には河床面との摩擦抵抗も増大して流木は急激に速度を減少する。

扇頂部では川幅の拡大に伴い兩岸へ向かう流れが発生するため、速度を減じた流木はこの流れに乗って、主流路から兩岸へと転がりながら流される。これは多くの流木が主流の流向とほぼ平行に流れてくるため側方へと転がり易いことも重要な要因となっている。このようにして流下して来た最初の



写真-3.1 洪水により運ばれた流木の扇頂部における堆積開始形態

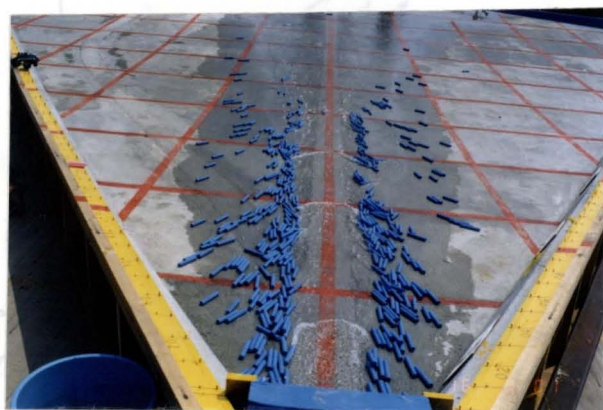


写真-3.2 洪水により運ばれた流木の扇状地における堆積進行形態

流木群は長軸方向をほぼ流路と平行にして扇頂部に堆積を開始する(写真-3.1)。扇頂部にある程度の流木が堆積するとこれらの流木があたかも堤防のようになり、それ以上の流木の兩岸への堆積を阻止するため、後続の流木は流水によりさらに下流に流下し兩岸に堆積を進めていくことになる(写真-3.2)。このようにして流木の堆積は主流路の兩岸に沿って上流(扇頂部)から下流へと発達する。流木が約500本を越える時点から流木が主流路にも堆積し始めて、その後の流木は上流側に堆積し続ける(写真-3.3)。

(2) 流木の扇状地における縦断方向堆積分布

流木の扇状地における縦断方向堆積分布を検討するために、扇状地の縦断方向1m毎(勾配 0.5° の部分のみ2m)の流木堆積本数を、投入した全流木本数で除したものを各区分毎の流木堆積率として縦軸にとり、さらに扇状地の縦断方向を横軸にとった図を作成する。これらの図をもとに、流木の縦断方向の堆積分布を左右する要因を検討する。



写真-3.3

洪水により運ばれた流木の扇状地における堆積壅上開始

(2.1) 流量と流木堆積分布

流量を1.5、2.0、2.5 g/sec と変化させた場合の流木の堆積分布の変化を図-3.11に示す。流量が増大すると流木はより下流まで堆積していることが分かる。これは流量の増加により扇状地における流水の流速及び水深が増大し、これにより流木の受ける流体力が増加して、流木がより下流まで押し流されるためと考えられる。

(2.2) 流木の大きさと流木堆積分布

直径及び長さの異なる5種類の流木をそれぞれ500本及び1,000本ずつ流下させた場合の扇状地上での流木の堆積分布を図-3.12、3.13に示す。流木を500本投入した場合には長さ20cmの流木を除いて流木の大きさによる堆積分布の差はほとんどない。しかしながら流木を1,000本投入した場合には小さな流木ほど下流まで到達し、大きな流木ほど上流へ堆積する割合が大きい傾向が見られる。これは1,000本を投入した場合（特に直径1.5cm、長さ10cmの流木の場合）扇状地上の流路がある段階から閉塞されて流木の堆積壅上が生ずるためと考えられる。

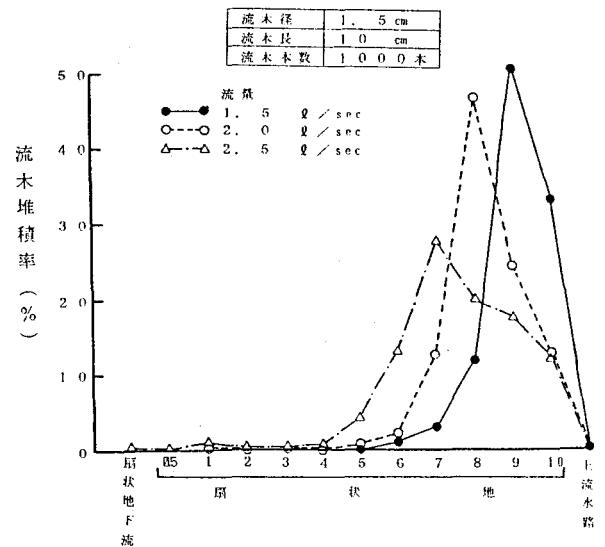


図-3.11 流量と縦断方向流木堆積分布

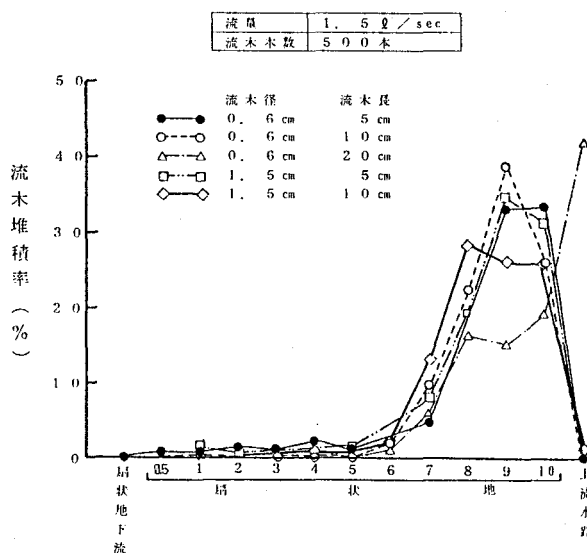


図-3.12 流木の大きさと堆積分布 (500本)

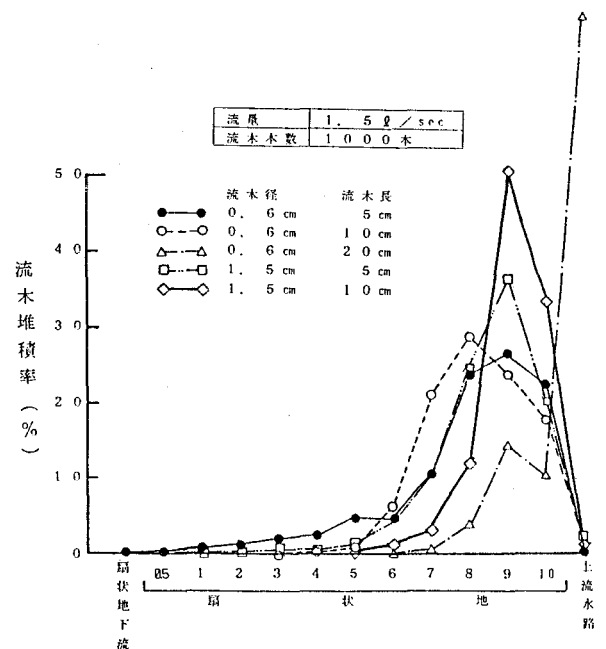


図-3.13 流木の大きさと堆積分布 (1,000本)

(2.3) 大きさの異なる流木を混合した場合の堆積分布

これまで同一の大きさの流木のみを投入した場合の流木の扇状地における堆積分布を検討してきた。ここでは大きさ（直径、長さ）の異なる4種類の流木を125本ずつ計500本投入した場合の各大きさの流木の堆積分布を図-3.14に示す。図-3.12に示す単一の大きさの流木を投入した場合の堆積分布とほぼ同一の堆積分布を示し、流木の大きさによる堆積分布の変化は少ないと言える。

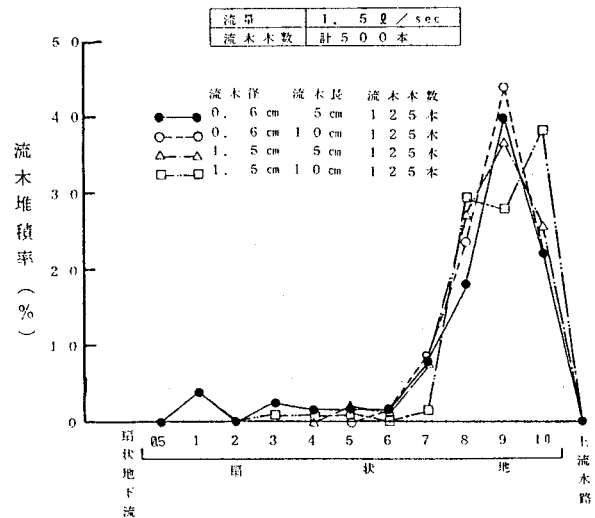


図-3.14 大きさの異なる流木を混合した場合の堆積分布

(2.4) 投入本数と堆積分布

図-3.12、3.13より流木の投入本数により流木の堆積範囲が変化する傾向がみられる。このことをさらに検討するために直径0.6cm、長さ10cmの流木と直径1.5cm、長さ10cmの流木をそれぞれ100本、500本、1,000本流したときの流木の堆積分布の変化を図-3.15、3.16に示す。直径0.6cm、長さ10cmの流木の場合には図-3.15より流木本数が増加すると下流へ堆積する割合が大きくなることから分かる。これは最初に流下した流木は扇頂部から堆積し始めてその後の流木はすでに堆積した流木の下流の左右岸に堆積して行くためと考えられる。一方、直径1.5cm、長さ10cmの流木の場合には図-3.16においては100本と500本との間では同様の傾向が認められるが、500本と1,000本の流木の間では逆に本数が増加すると上流へ堆積する割合が大きくなる。これは1,000本の流木の中で、1本～100本目、101～500本目、501～1,000本目の流木の堆積分布を比較した図-3.17からも分かるように約500本流下した時点を境にして扇状地上に形成された流路が流木の堆積により閉塞されて後から流れてきた流木の堆積上現象が起こり、流木堆積が上流へと進むためと考えられる。

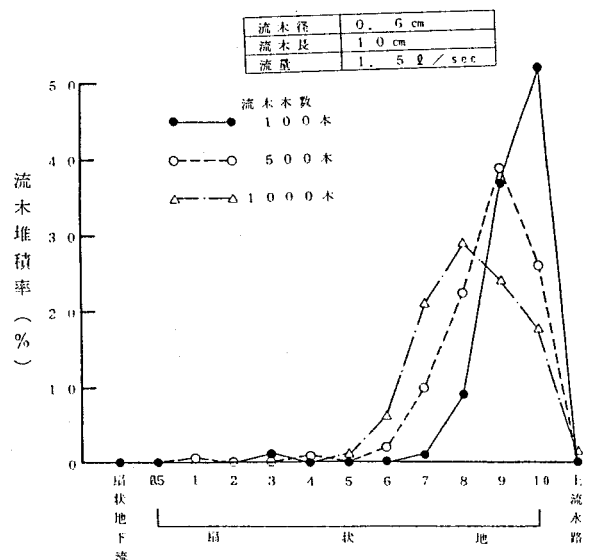


図-3.15 流木本数と堆積分布（直径0.6cm）

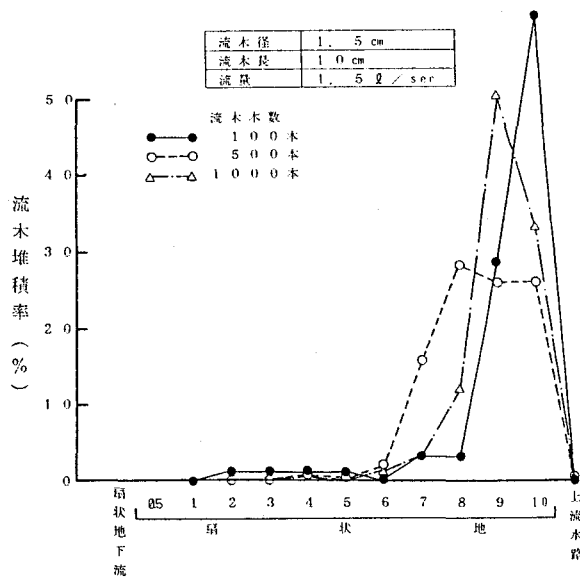


図-3.16 流木本数と堆積分布 (直径1.5cm)

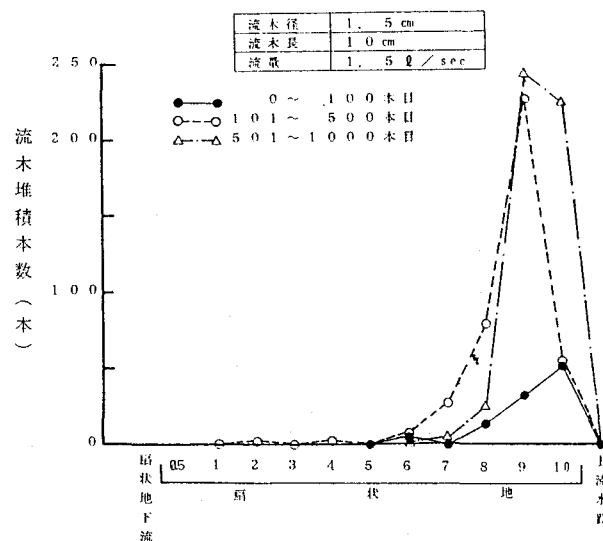


図-3.17 流下投入順序別流木堆積分布

(2.5) 流木投入間隔と堆積分布

今回の実験の多くは1秒間当り20本の割合で流木を直線水路に投入したが、この流木の投入速度による流木堆積分布の変化を検討するため流木投入の速度を1秒間当り2、10、20本と変化させた場合の流木堆積分布を図-3.18に示す。この図より投入速度の変化による流木の堆積分布の変化は少ないと言える。

(2.6) 扇状地水路内での流木堆積分布

扇状地内に幅20cm、深さ10cmの直線水路を設置した場合の流木堆積分布を図-3.19に示す。この図より河床勾配 $5^{\circ} \sim 7^{\circ}$ 付近で多くの流木が堆積しており、3.2で得た結果が正しいことが分かる。なお、河床勾配 10° 付近で多くの流木が堆積しているのは扇状地上流の水路床がペンキ塗装の木製板で作られているため粗度係数が小さく、一方扇状地内に入るとモルタルの水路床となるため粗度係数が大きくなるため流木に働く摩擦抵抗が急に増大するためである。

(2.7) 扇状地水路内に設置した流木止めの効果

幅20cm、深さ10cmの扇状地内直線水路の扇頂部から5m下流(水路勾配 5° と 6° 境界)の地点に図-3.6に示す高さ3.3cmの流木止め(小)模型を設置した。扇状地上流の直線水路に直径1.5cm、

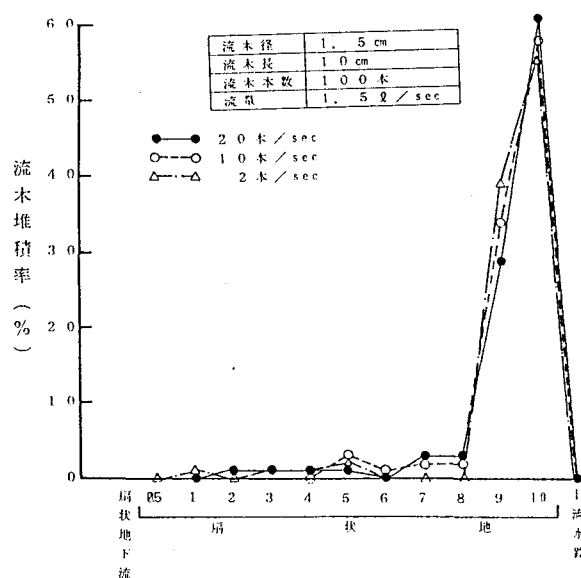


図-3.18 流木投入間隔と堆積分布

長さ10cmの流木を500本、1,000本投入した場合の流木止めによる流木捕捉率はともに0.99であった（写真-3.4）。このことより清水のみが流れる場合、水路内に流木止めスクリーンを設置することは極めて有効であるといえる。



写真-3.4 扇状地水路内に設置された流木止め（高さ3.3cm）による流木捕捉状況

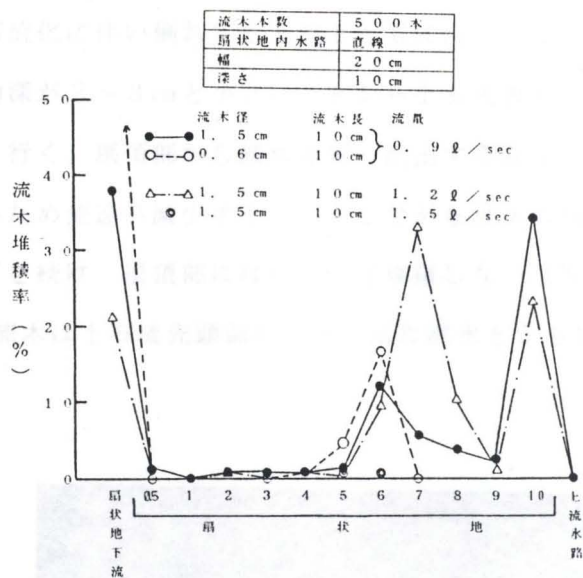


図-3.19 扇状地水路内での流木堆積分布

3.4.3 土石流による流木の運動と堆積（実験B）

上流直線水路に図-3.6に示すように240ℓの敷砂をして清水を流量1.5ℓ/sで上流直線水路の上流端に供給した場合に発生する土石流の流動物質を直線水路下流端において10秒毎に採取した場合の土砂濃度の変化を図-3.20に示す。先頭部の土石流の流量は3.7~3.0ℓ/s、流速は約0.7m/sである。

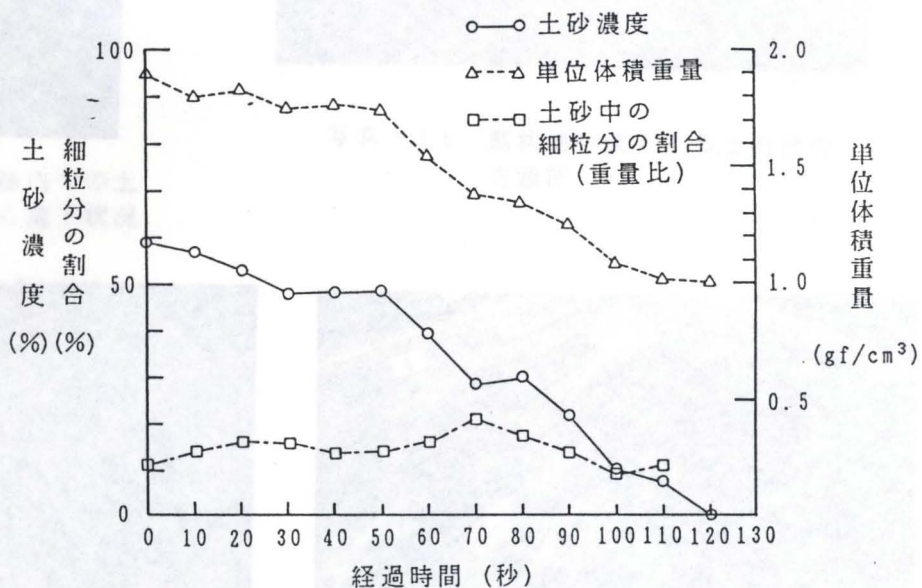


図-3.20 扇頂部に流入する土石流中の土砂濃度等の経時変化

(1) 扇状地における流木及び土石流の運動と堆積

土石流とともに流下する流木の扇状地における運動と堆積形態を実験条件が流量 1.5 Q/s 、流木長 10 cm 、流木径 1.5 cm 、流木本数 1000 本の場合を例にとり述べる。扇状地上流の直線水路内の敷砂上に等間隔で立てられた流木は給水による敷砂の土石流化に伴い倒れて土石流とともに流下する（写真-3.5）。土石流中にとり込まれた流木は土石流の流動深が $2\sim 3\text{ cm}$ と小さいことから土石流表面を浮くような状態で清水中とほぼ同様の偏走角で流下して行く。扇頂部から扇状地部へ流出する際には土石流は流動幅が増大するとともに河床勾配も緩くなるため流速が減少する。しかしながら洪水の場合と異なり大半の流木は土石流の先頭部に集中して流下を続け、扇頂部にはほとんど堆積しない（写真-3.6）。土石流先頭部は勾配 $7\sim 8^\circ$ の地点で停止するが流木は土石流先頭部から流れ出た泥水とともに更に 1 m



写真-3.5 扇状地上流水路内での土石流及び流木の流下状況



写真-3.6 扇状地を流下する土石流の先頭部



写真-3.7 扇状地における土石流及び流木の先頭部の停止

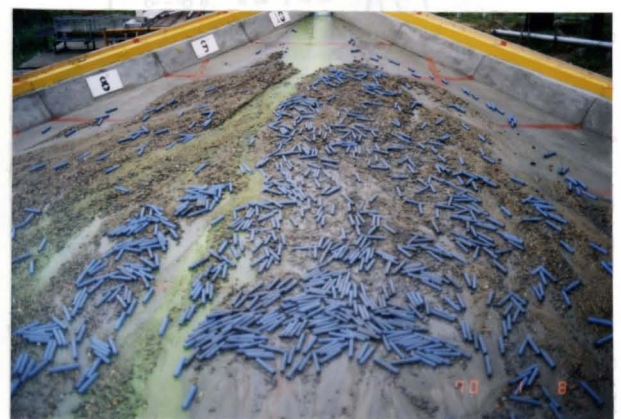


写真-3.8 扇状地における土石流と流木の堆積状況

程下流へ流下する（写真-3.7）。後続の土石流及び流木は堆積壅上現象により土石流先頭部の停止位置より上流に向かって堆積を続ける。大半の流木は長軸の方向を流向と平行にして土石流堆積物の表面に堆積する。土石流の後続流は土石流堆積土砂を侵食する形で流下しており、これにより土石流堆積地上の流木も下流に流下するがその本数は全体の堆積本数に比べると少ない（写真-3.8）。

(2) 流木および土砂の扇状地における縦断方向堆積分布

流木の扇状地における縦断方向堆積分布を検討するために扇状地縦断方向1m毎（但し勾配0.5度のみ2m）の流木堆積本数を扇状地上流直線水路上に設置した全流木本数で除したものを各区分毎の流木堆積率として縦軸に、また扇状地の縦断方向を横軸にとった図を作成する。これらの図をもとに流木の縦断方向の堆積分布を左右する要因を検討する。なお、土砂についても同様に扇状地縦断方向堆積分布図を作成する。

(2.1) 流量と流木及び土砂の堆積分布

扇状地上流の直線水路への給水流量を1.5ℓ/s、2.0ℓ/sと変化させた場合の流木及び土砂の縦断方向堆積分布の変化を図-3.21に示す。給水流量が増大すると土石流の流量も増大して土石流がより下流へ流下し、これに伴って土石流とともに流下する流木もより下流へ到達する。

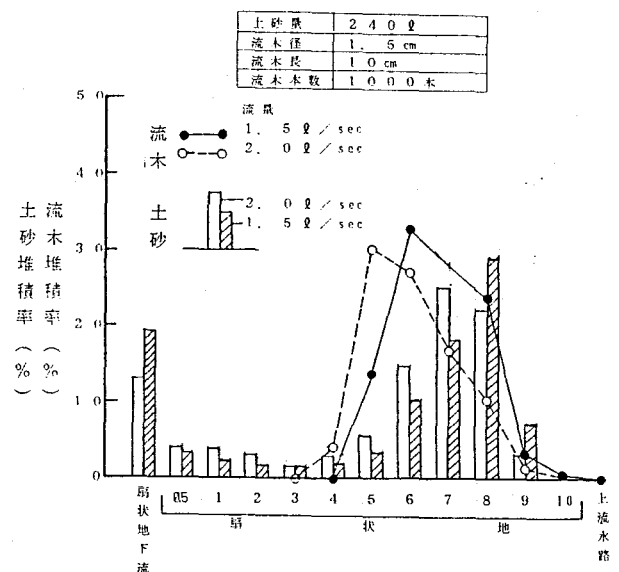


図-3.21 流量による流木及び土砂の縦断方向堆積分布

(2.2) 流木の大きさと流木及び土砂の堆積分布

直径及び長さの異なる5種類の流木をそれぞれ500本及び1,000本ずつ扇状地上流の直線水路に設置し、土石流を流下させた場合の扇状地上での流木の堆積分布を図-3.22、3.23に示す。流木により上流水路が閉塞する長さ20cmの流木を除いて、流木を500本設置した場合には流木の大きさによる堆積分布の差は認められない。しかしながら流木を1,000本設置した場合には、大きな流木ほど上流へ堆積する割合が大きい傾向が見られる。流

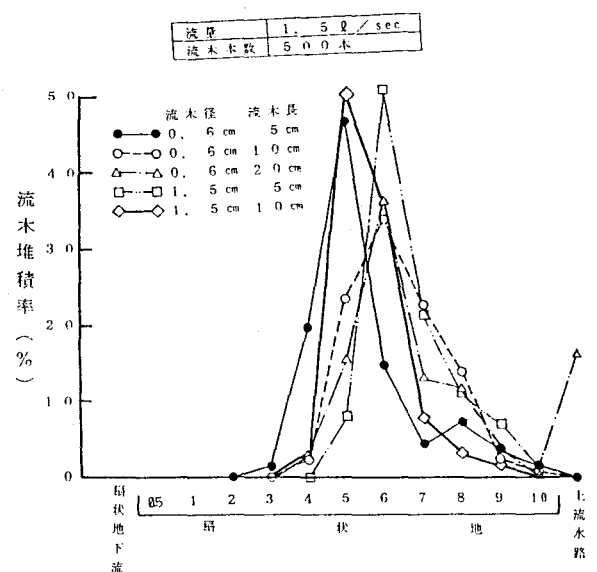


図-3.22 流木の大きさと堆積分布 (500本)

木堆積分布の形状も偏平となり流木の堆積塑上現象を示している。また大きさの異なる4種類の流木を125本および250本ずつ計500本、1,000本設置した場合の流木の堆積分布を図-3.24、3.25に示す。これらより大きな流木ほど上流へ堆積する割合が大きく、流木堆積分布の形状も偏平となる傾向が認められる。

大きさが異なる5種類の流木を500本及び1,000本ずつを土石流とともに流下させた場合の扇状地上での土砂の堆積分布を図-3.26、3.27に示す。流木の大きさによる土砂堆積の分布の違いは明確でない。

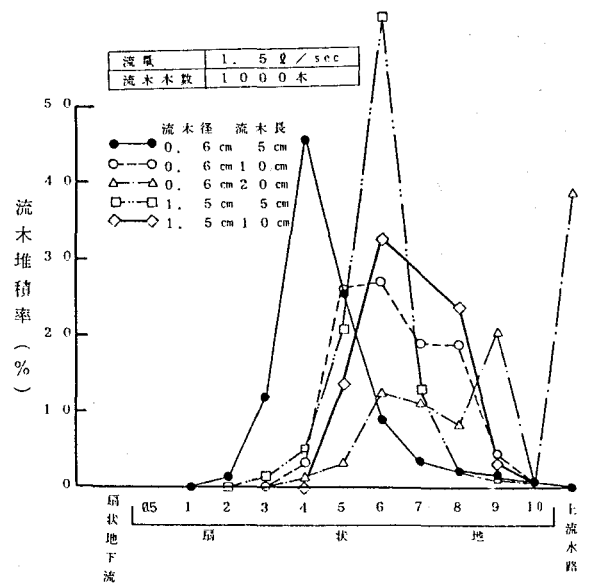


図-3.23 流木の大きさと堆積分布 (1,000本)

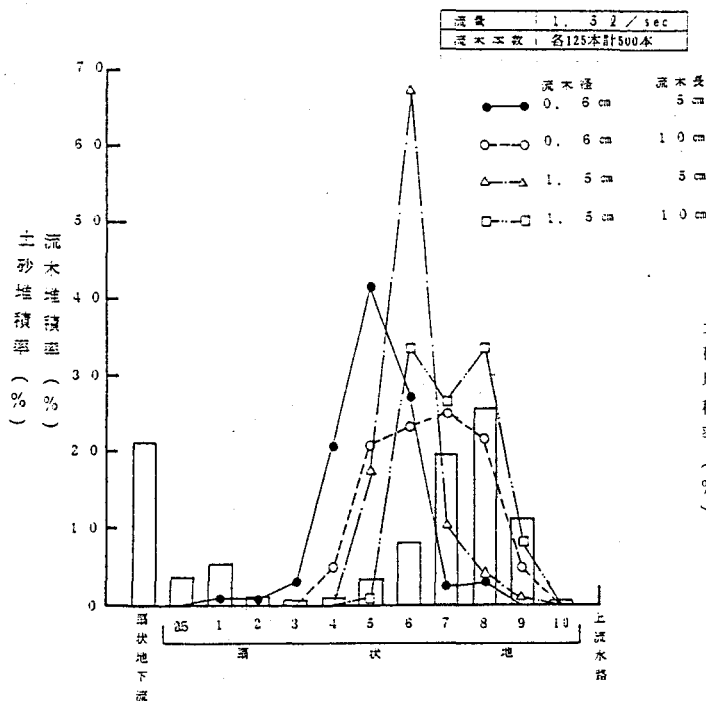


図-3.24 大きさが異なる流木を混合した場合の流木及び土砂の堆積分布 (500本)

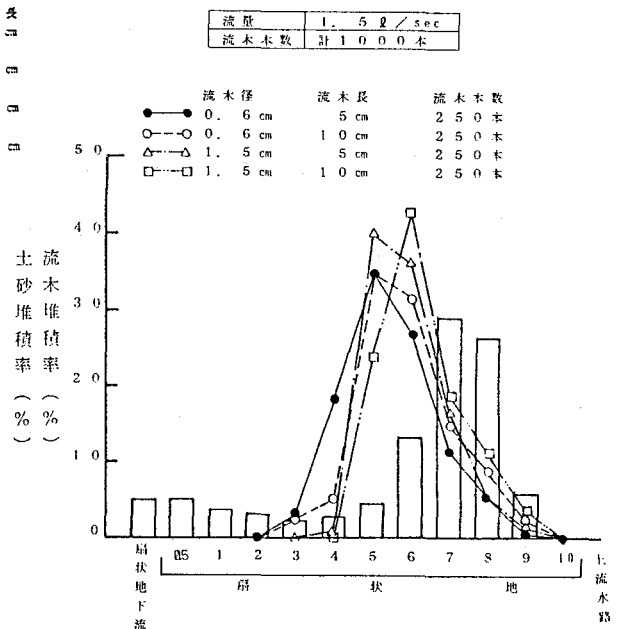


図-3.25 大きさが異なる流木を混合した場合の流木及び土砂の堆積分布 (計1,000本)

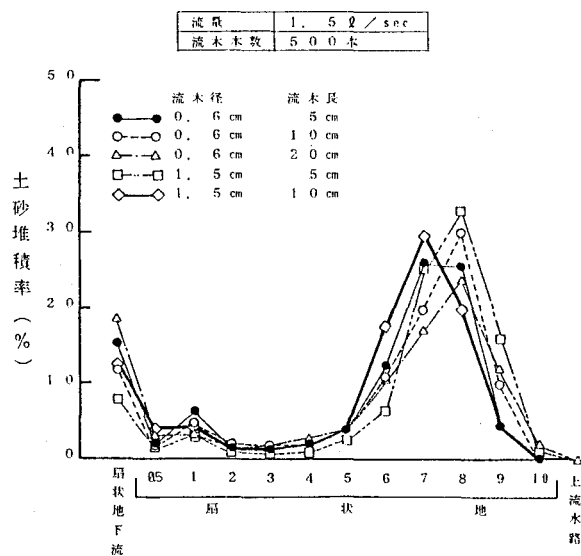


図-3.26 流木種類と土砂堆積分布 (500本)

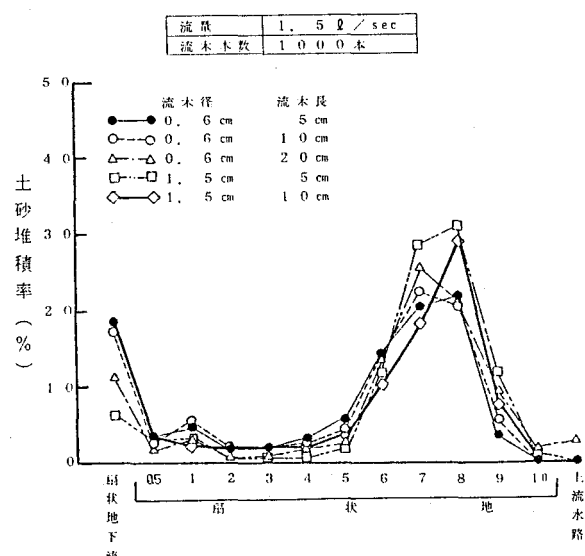


図-3.27 流木種類と土砂堆積分布 (1,000本)

(2.3) 流木の混入と土砂堆積分布

流木の混入による土砂堆積分布の変化を調べるために、流木の有無と土砂堆積分布の関係を整理したものを図-3.28に示す。この図より流木が混入することにより上流側における土砂堆積が増加する傾向が認められる。これは混入した流木が土石流の流動を妨げるために土石流が上流で停止しやすくなるためと考えられる。なお流木長が20cmの場合には上流直線水路上で流木が水路を閉塞するためこれにより土砂が扇状地上流水路上に多く堆積する。

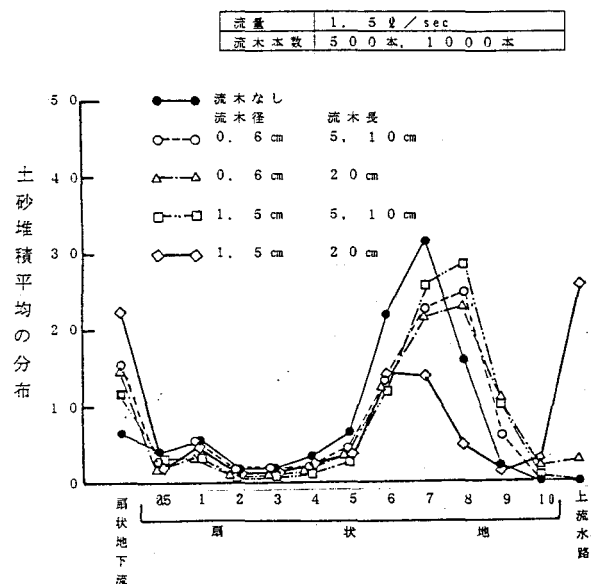


図-3.28 流木の混入と土砂堆積分布

(2.4) 流木本数と流木及び土砂の堆積分布

図-3.22、3.23より流木本数が増加すると上流へ堆積する流木の割合が大きくなる傾向が認められる。これは土石流先頭部の停止により流木も停止し、後から流下した流木はこれらの土砂や流木により流下を阻止されて堆積上現象を起こすためと考えられる。図-3.26、3.27より流木本数を500本から1,000本に変化すると上流へ堆積する土砂の割合が若干増加する傾向が認められる。これは流木が増加すると土石流の流動がより妨げられるためと考えられる。

(2.5) 流木と土砂の相対的堆積位置

図-3.21、3.24、3.25より土砂の堆積分布のピークに比べて流木堆積分布のピークは約2度下流側にあり、土石流先頭部堆積箇所の下流に多くの流木が堆積する傾向が認められる。

(2.6) 扇状地内水路と流木及び土砂堆積分布

これまで扇状地内に水路のない扇状地模型を用いた場合の流木及び土砂の移動・堆積について検討してきた。ここでは扇状地内に比較的大きな流路が存在する場合を想定して図-3.6に示すような4種類の流路を設置した扇状地模型における流木及び土砂の堆積分布を検討する。水路なしの場合及び4種類の流路を設置した場合の流木と土砂の堆積分布を比較したものを図-3.29、3.30に示す。これらの図より扇状地内に水路がある場合はない場合と比較してより下流まで流木及び土砂が流下する。また流路の断面が大きく直線であるほどこの傾向が強い。また水路がある場合は流木の下流への流出率は極めて大となる。これは流路内において土石流先頭部の流動深が大きいまま下流まで流下を続け、先頭部にある流木群も下流へ流下するためである。その後土石流は水路勾配 $4^{\circ}\sim 5^{\circ}$ 付近で水路に堆積し始めて土砂及び流木の堆積壅上により扇状地内に氾濫する。また扇状地に曲線水路（小）がある場合は他の水路がある場合と比較して流木及び土砂がより上流で堆積する傾向が認められる。

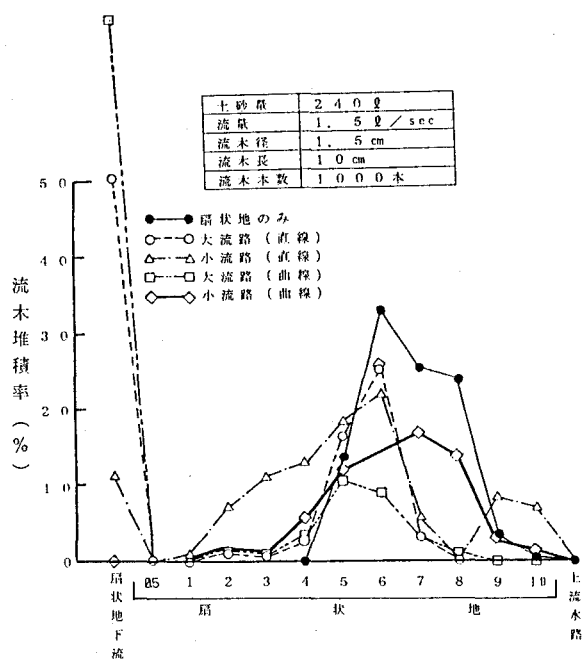


図-3.29 扇状地内水路と流木堆積分布

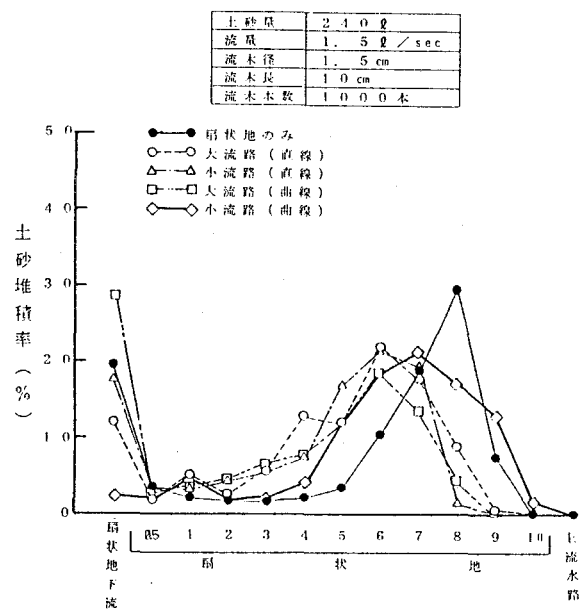


図-3.30 扇状地内水路と土砂堆積分布

(2.7) 扇状地内水路に設置した流木止めの効果

扇状地内の水路（幅20cm、深さ10cm）の扇頂部から3m及び5m下流（水路勾配7°と8°及び5°と6°の境界）の地点に図-3.6に示す高さ3.3cmと8cmの流木止めを設置して、流木止めの流木捕捉機能を検討する。3.4.2(2.7)で述べたように清水のみで直径1.5cm、長さ10cmの流木1,000本を流下させた場合には、高さ3.3cmの流木止めにより99%の流木が捕捉され、しかも扇状地内への洪水・流木の氾濫は生じなかった。しかしながら、土石流とともに流木を流下させた場合には、流木止めによ



写真-3.9 扇状地内水路に設置された流木止めによる土石流先頭部の流木の捕捉



写真-3.10 流木止めを乗り越えて流下、氾濫する流木及び土石流



写真-3.11 流木止めを設置した場合の扇状地内での流木及び土砂の氾濫、堆積

り土石流先頭部の流木及び土砂の一部は捕捉されるものの(写真-3.9)、その後に流下する流木及び土砂の大半は流木および土砂により閉塞した流木止めを乗り越えて水路および扇状地上を下流へ流下する(写真-3.10)。さらに流木止め付近での土砂堆積が進行して、後続の土砂及び流木は扇状地に氾濫・堆積する(写真-3.11)。扇状地内の水路に流木止め

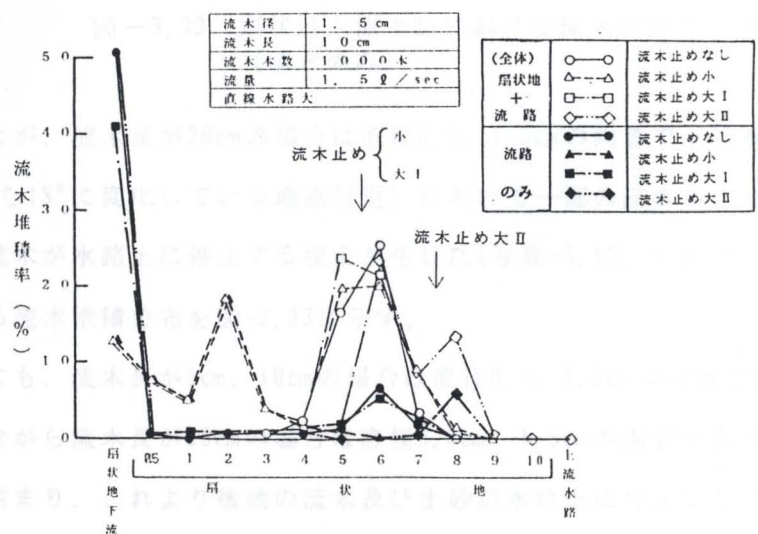


図-3.31 扇状地内水路に設置した流木止めと流木堆積分布

がない場合及び高さ3.3cm、8cmの流木止めがある場合の流木及び土砂の堆積分布を図-3.31、図-3.32に示す。これらの図より流木止めによる流木の捕捉割合は流下した1,000本中の流木の10%未満と極めて低く、扇状地内への土砂や流木の堆積形態も流木止めがない場合とほぼ同一である。これらのことより、水路内に流木止めを設置しても流木止め上流で貯留できない程多量の土砂が流下する場合には流木止めの効果は少ないと言える。

(3) 扇状地上流直線水路における流木ダムの形成と破壊

扇状地上流水路は図-3.6に示すように勾配 $12^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 、水路幅20cm、水路深さ40cmの平面的には直線の水路である。清水のみの実験においては流木を上流水路の下流端より11m上流地点において投入した。流量 1.5 l/s 、流木長が5cm、10cmの場合

合には全ての流木は扇頂部まで流下したが、流木長が20cmの場合は直径0.6、1.5cmの両者で上流水路の下流端から5m付近（水路勾配が 21° から 18° に変化している地点付近）において一部の流木が水路を横切る形で詰まり、これにより後続の流木が水路上に停止する現象が生じた(写真-3.12、3.13)。この時の流木の直線水路、扇状地上における流木堆積分布を図-3.33に示す。

上流水路で土石流を発生させた場合にも、流木長が5cm、10cmの場合は直径0.6、1.5cmの両者で全ての流木が扇頂部まで流下した。しかしながら流木長が20cmの場合は直径0.6cm、1.5cmの両者で直線水路上で一部の流木が水路を横切る形で詰まり、これより後続の流木及び土砂が水路上に停止した(写真-3.14、3.15)。土石流とともに流木が流下する場合には停止した流木間に後続の土砂が捕捉されて流

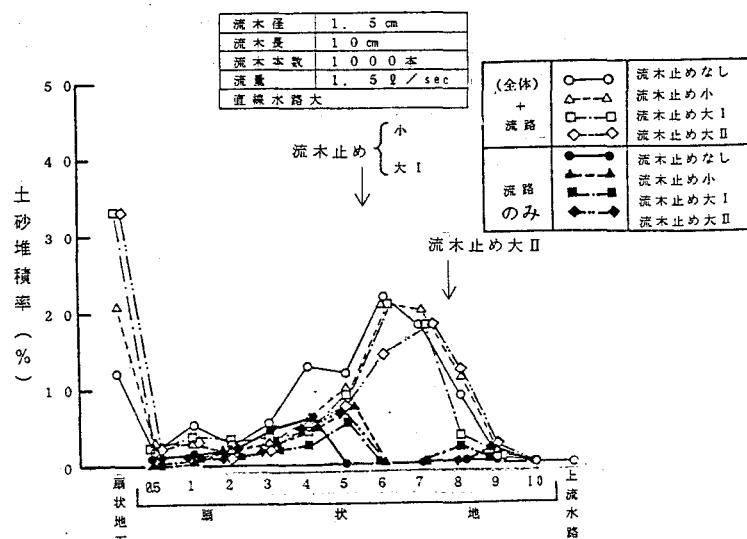


図-3.32 扇状地内水路に設置した流木止めと土砂堆積分布

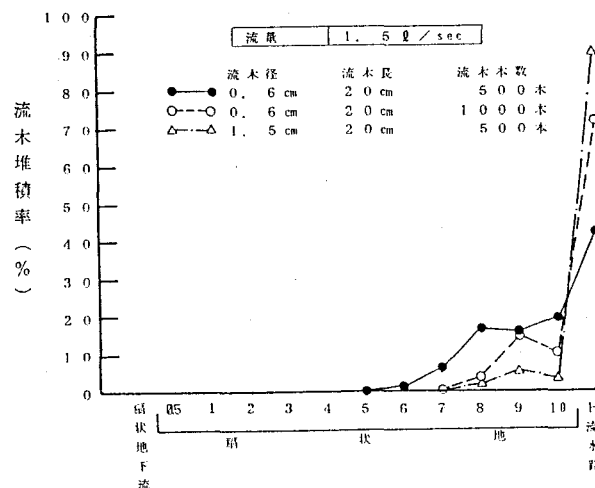


図-3.33 扇状地上流水路における流木の停止 (清水のみ)



写真-3.12 扇状地上流水路内に停止、
堆積した流木群
(流木径0.6cm、流木長20cm)



写真-3.13 扇状地上流水路内に停止、
堆積した流木群
(流木径1.5cm、流木長20cm)



写真-3.14 扇状地上流水路内に形成
された流木ダム
(流木径0.6cm、流木長20cm)



写真-3.15 扇状地上流水路内に形成
された流木ダム
(流木径1.5cm、流木長20cm)



写真-3.16 破壊前の流木ダム
(流木径1.5cm、流木長20cm)



写真-3.17 流木ダムの破壊により流
出した流木及び土砂
(流木径1.5cm、流木長20cm)

(1) 扇状地における流木堆積実態

木及び土砂の堆積量は増大し流木と土砂の大きな堆積が出現する。このような流木群の流路内への停止により生じた周囲の河床よりも高い流木と土砂の集合的な堆積物を以下では流木ダムと呼ぶ。

土石流本体が通過して、後続流となり土砂の濃度が減少すると、このような流木ダムに捕捉されていた土砂は流木ダムの下流側から次々と侵食されて下流へ流送される。このようにして流木ダム内の土砂が減少することにより流木間および流木ダムと水路の内壁および水路床との摩擦抵抗が減少して、実験ケース12（流量1.5ℓ/s、流木径1.5cm、流木長20cm、1,000本）では給水開始後1分30秒で高さ約35cm、長さ約1.5mの流木ダムが崩壊して下流へ移動し、扇頂部に堆積した（写真-3.17）。土石流とともに長さ20cm、直径0.6cm、1.5cmの流木を流下させた場合の流木及び土砂の堆積分布を図-3.34、3.35に示す。

流木長が流路幅と同一あるいは大きい場合には流木による流路の閉塞が生じ易く、流木及び土砂が局部的に堆積して流木ダムが形成される。流木ダムには土砂の侵食等により破壊されて下流へ流下する場合もある。

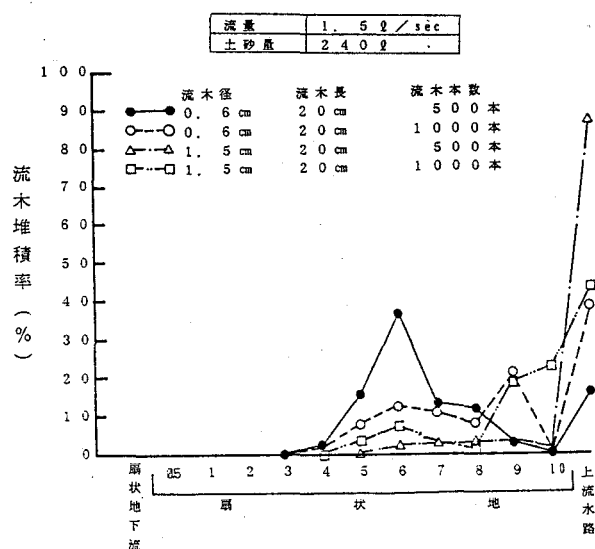


図-3.34 扇状地上流水路における流木の停止（土石流）

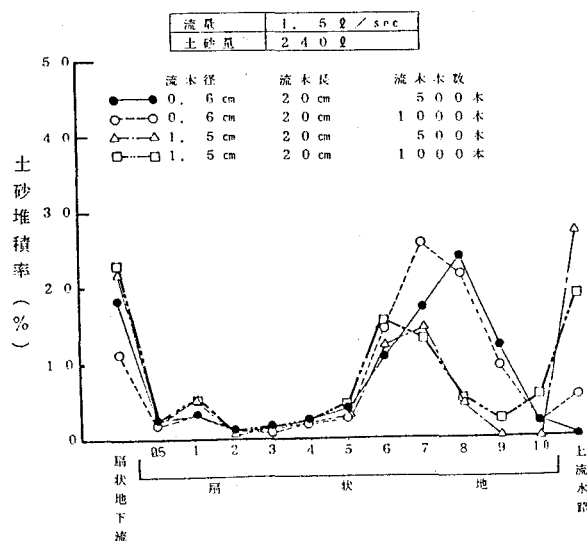


図-3.35 扇状地上流水路における土砂の停止（土石流）

3.4.4 土石流による流木の堆積実態

水理模型実験により、土石流とともに流下する流木の堆積に関する形態、特徴が明かとなった。ここでは、実験により得られた結果と実際の土石流による流木の堆積形態との比較検討を行い、扇状地上における流木の堆積形態に関する基礎的な考察を行う。扇状地における流木堆積実態の調査は昭和63年7月広島災害において扇状地への流木および土砂堆積が顕著に認められた5溪流について行った。また、溪流における流木ダムの形成例として、昭和57年7月長崎災害における芒塚川における例を示す。

(1) 扇状地における流木堆積実態

昭和63年7月広島災害では約20の溪流で土石流が発生した。これらのうち比較的明瞭な扇状地を有し、かつ扇状地に多量の土砂および流木が流出して堆積した、江河内谷、上原谷、中西平谷川、木坂西川、鶴渡瀬沢の5溪流について扇状地における流木の堆積形態について実態調査を行った。

調査に当たっては災害発生の当日に縮尺約1/6,000で撮影した空中写真を4倍に引き伸ばした、縮尺約1/1,500の空中写真を用いて、扇状地上に堆積している流木および土石流、洪水の分布範囲を読み取り地形図上に転写した。また、扇状地上の堆積土砂量については現地調査により堆積土砂厚の分布を測定し、測線間毎に堆積土砂厚毎の面積を測定して測線間毎の堆積土砂量を算定した。測線は扇状地における土石流、洪水の氾濫、堆積末端を始点として縦断方向に、江河内谷では50m間隔、その他の溪流では20m間隔で横断測線を設定した。流木本数、堆積土砂量はこの測線間毎に測定して求めた。

写真-3.18～3.22には調査対象である5溪流の扇状地付近の斜め空中写真を、また図-3.36～3.40には空中写真判読により作成した流木の堆積分布および土石流、洪水の氾濫範囲を示す。表-3.4には調査対象溪流の測線間毎の流木堆積本数および土砂堆積量の計測結果を示す。さらに、図-3.41～3.46には調査対象溪流の扇状地における土砂と流木の縦断方向堆積分布を水理模型実験結果と同様に整理した結果を示す。但し、これらの図では各溪流の扇状地上に堆積した土砂と流木のそれぞれの合計を100%ととして計算しており、扇状地より下流に流出した土砂や流木については考慮していない。

江河内谷の扇状地は狭窄部により上流と下流に分かれている。図-3.41より下流側の扇状地の扇頂部近くにはJR可部線の盛土があり、この盛土の上流における流木と土砂の堆積割合が高くなっている。盛土には大小3箇所のカルバートボックスが設置されているが、これらのうちの2箇所のカルバートボックスは流木により閉塞されており、また、盛土により土石流の堰上げや流速の減少が生じて、土砂および流木の堆積が進んだものと考えられる。一方、上流の扇状地では流木および土砂ともに堆積割合は下流に比べて少ない。これは溪流および地盤の勾配が下流（平均で約3.2度）に比べて急（約5.7度）であること、谷の出口であるために土石流の流速が大きかったこと等によるものと考えられる。上流、下流の扇状地における流木および土砂の縦断方向の堆積分布は水理模型実験結果である図-3.21、3.24、3.25に近似しており、流木堆積のピークは土砂堆積のピークよりも若干下流にきている。

上原谷の扇状地の地盤勾配は約10度である。土石流の堆積末端は太田川に流入している。図-3.42より縦断方向の流木および土砂の堆積のピークはほぼ一致しており、この点は、水理模型実験結果と異なる。これは、氾濫下流端から約50m上流付近に生け垣があり、これが流木を捕捉したためと考えられる。

中西平谷川の土石流および流木氾濫域はほぼ完全に扇状地内に収まっている。また、鉄道盛土等の大きな障害物は扇状地上に存在しない。さらに、扇状地の地盤勾配は扇状地中央より上流側で約8.9度、



写真-3.18 江河内谷における土石流
及び流木の氾濫、堆積

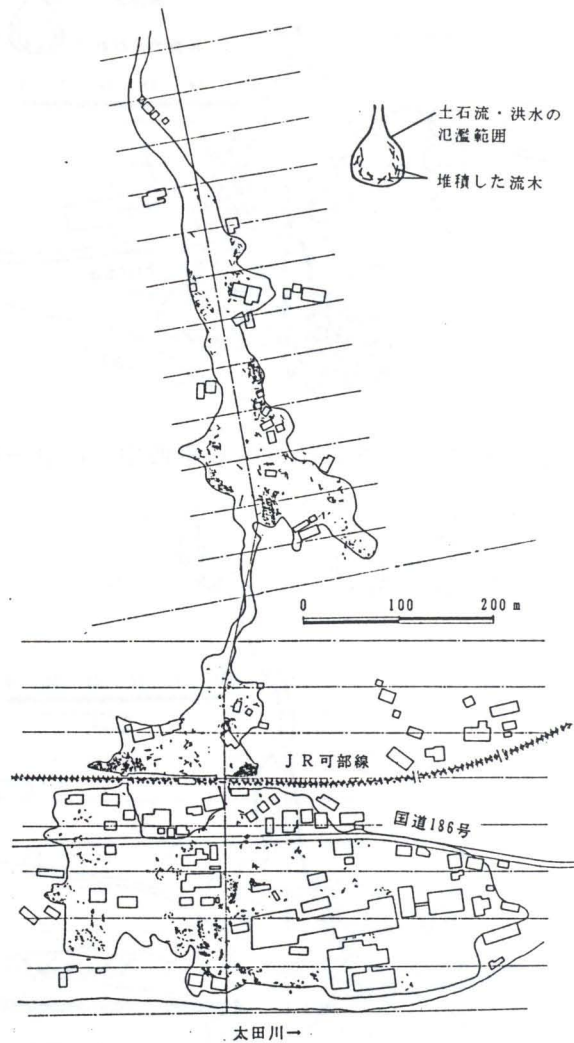


図-3.36 江河内谷における流木の堆積分布



写真-3.19 上原谷川における土石流
及び流木の氾濫、堆積

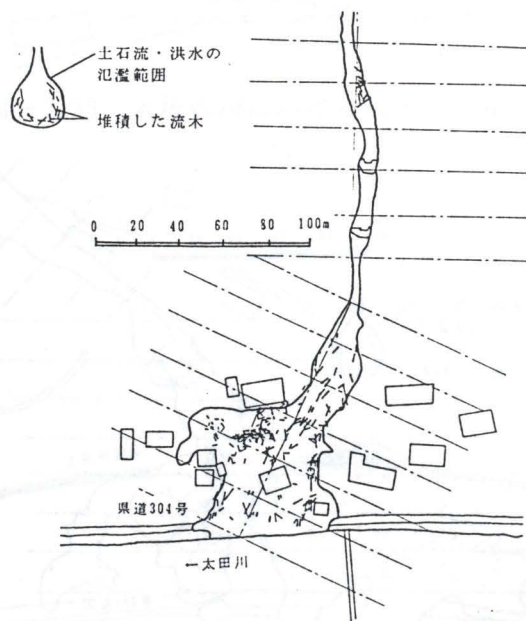


図-3.37 上原谷川における流木の堆積分布



写真-3.20 中西平谷川における土石流及び流木の氾濫、堆積



写真-3.21 木坂西川における土石流及び流木の氾濫、堆積



写真-3.22 鵜渡瀬沢における土石流及び流木の氾濫、堆積

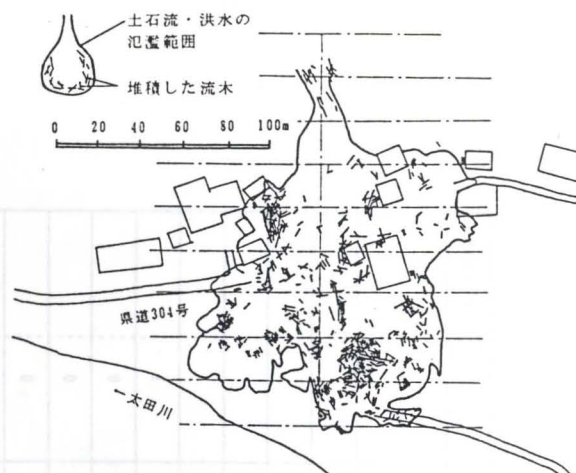


図-3.38 中西平谷川における流木の堆積分布

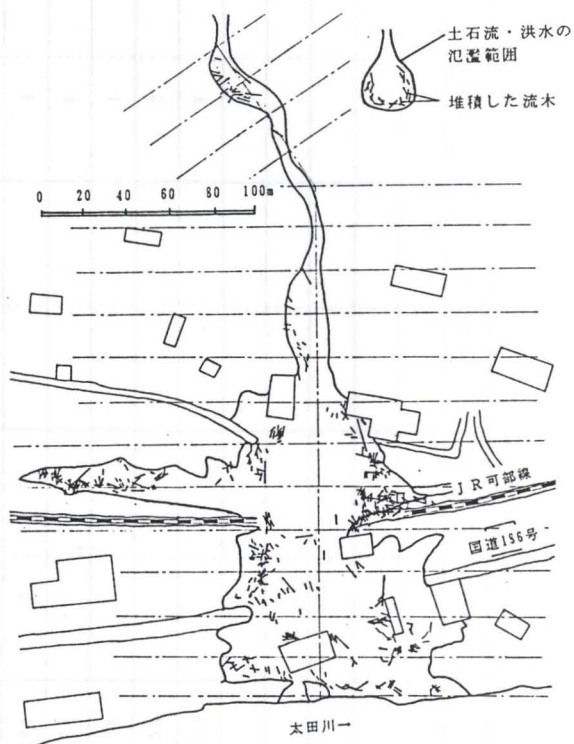


図-3.39 木坂西川における流木の堆積分布

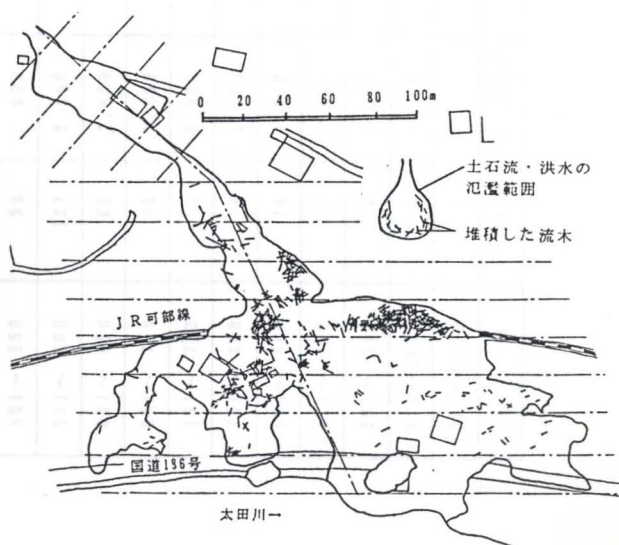


図-3.40 鵜渡瀬沢における流木の堆積分布

表-3.4 流木堆積本数及び土砂堆積量

溪 流 名	江 河 内 谷			上 原 谷 川		中 西 平 谷 川		木 坂 西 川		鵜 渡 瀬 沢	
	流 木 本 数	土 砂 量		流 木 本 数	土 砂 量	流 木 本 数	土 砂 量	流 木 本 数	土 砂 量	流 木 本 数	土 砂 量
距離 0～50m	152本	450m ³	距離 0～20m	22本	290m ³	73本	20m ³	50本	0m ³	0本	250m ³
51～100	249	1,570	21～40	40	450	153	220	50	350	28	280
101～150	207	6,000	41～60	114	700	120	460	38	1,250	84	670
151～200	121	6,380	61～80	29	360	61	990	32	1,510	65	1,140
201～250	26	2,020	81～100	17	170	71	910	92	1,100	188	950
251～300	305	8,340	101～120	2	30	37	1,260	119	810	51	480
301～350	88	3,170	121～140	0		11	430	26	370	26	500
351～400	21	1,000	141～160	0		7	50	4	290	8	220
401～450	0	0	161～180	0		9		9	250	0	
451～500	24	0	181～200	0				3	40	0	
501～550	95	600	201～220	7				0		0	
551～600	107	2,300	221～240	3				0		0	
601～650	68	2,500	241～260					0		0	
651～700	88	1,860	261～280					1		0	
701～750	6	1,000	281～300					7		1	
751～800	54	1,100	301～320					8			
801～850	28	1,290									
851～900	7	460									
901～950	0	110									
951～1000	0	0									
1001～1050	1	0									
合 計	1,647本	40,150m ³		234本	2,000m ³	542本	4,340m ³	439本	5,970m ³	451本	4,490m ³

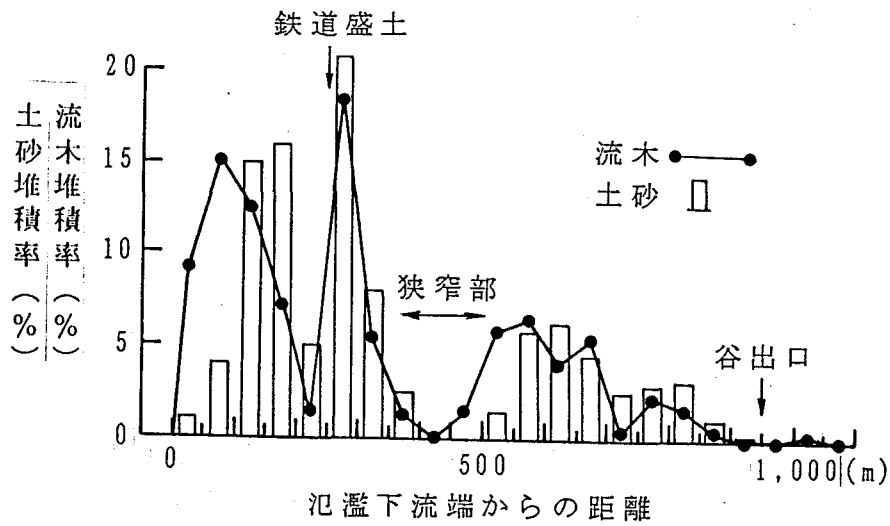


図-3.41 江河内谷における土砂と流木の縦断方向堆積分布

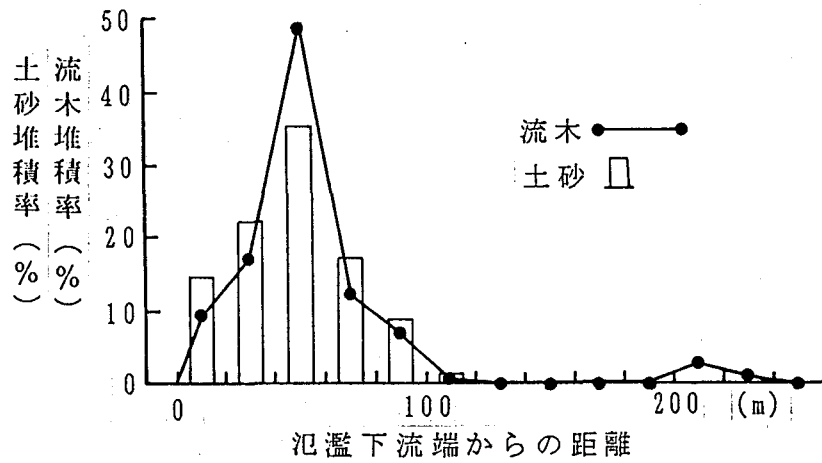


図-3.42 上原谷川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

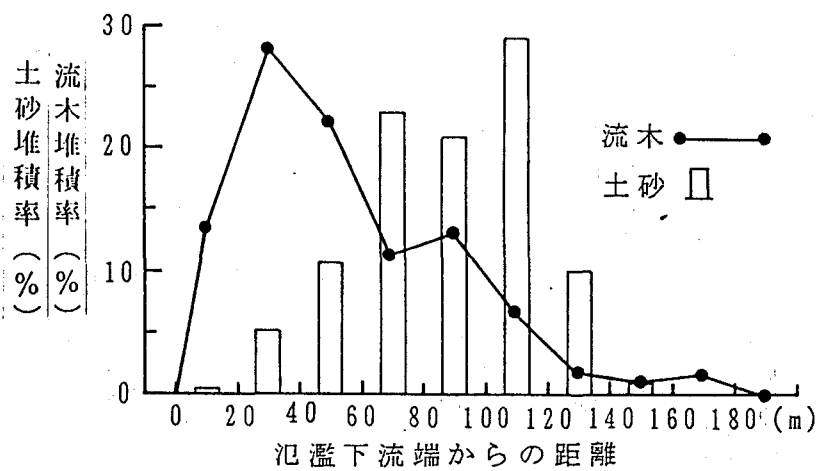


図-3.43 中西平谷川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

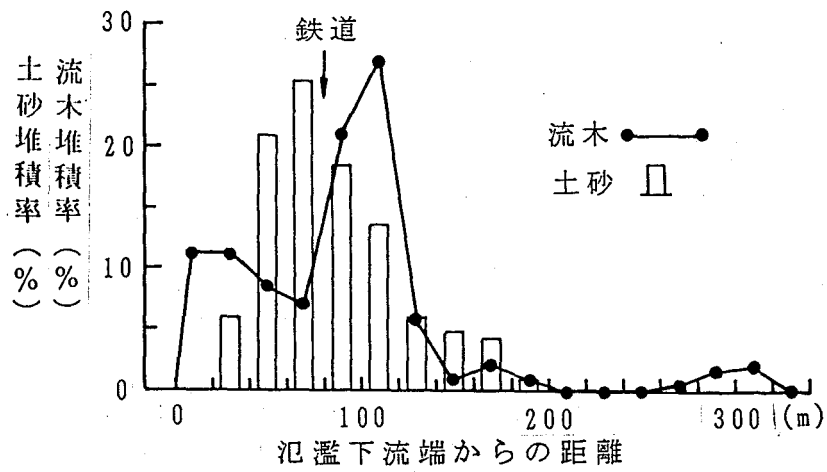


図-3.44 木坂西川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

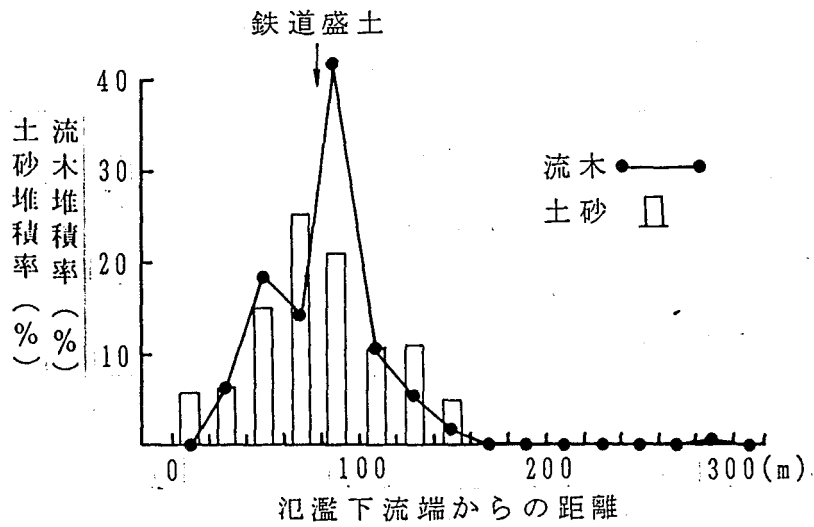


図-3.45 鵜渡瀬沢における土砂と流木の縦断方向堆積分布

下流側で約2.3度である。従って中西平谷川の扇状地は、水理模型実験に最も近い地形条件にあると言える。このため、流木および土砂の縦断方向の堆積分布は水理模型実験結果である図-3.21、3.24、3.25に極めて良く一致している。また、土石流および洪水の氾濫域上の流木の平面的分布形態も水理模型実験結果である写真-3.8に近似している。このことから、今回実施した扇状地模型実験は実際の流木及び土砂の氾濫、堆積形態をよく再現しているといえる。

木坂西川および鶴渡瀬沢の扇状地における平均地盤勾配はそれぞれ約6.1度および約7.2度である。また、両溪流とも扇状地の下流部でJR可部線が、上流側での比高がそれぞれ約1.5mおよび約0.5mの低い盛土で横切っており、溪流部は小橋梁で渡っている。このため、図-3.44、図-3.45に示すようにこれらの鉄道盛土部上流での流木堆積割合が高い。この点を除けば、流木および土砂の縦断方向の堆積分布は水理模型実験結果とほぼ同様である。

昭和63年広島災害における5溪流について、扇状地における土石流に伴う流木および土砂の堆積分布の実態を調査し、その特徴を水理模型実験結果と比較、検討した。その結果、扇状地上に鉄道盛土等がなければ実際の流木および土砂の堆積分布と水理模型実験による流木および土砂の分布の特徴はほぼ一致しており、水理模型実験は実際の流木および土砂の氾濫、堆積をよく再現していることが明かとなった。また、実際の扇状地に存在する鉄道盛土および生け垣等の構造物、樹木等により比較的多量の流木が捕捉されていることが明かとなった。

(2) 流木ダムの形成実態

昭和57年7月の長崎災害では、芒塚川の支流の2の沢中流部において流木の停止、堆積にともない形成されたと考えられる流木ダムが認められた（写真-3.23、3.24）。この流木ダムは2の沢の谷出口から約350m上流、崩壊地の末端から約200m下流に位置している（図-3.46）。流木ダム付近の溪床勾配は約1/3（約18度）である。流木ダムの大きさは、高さ約4m、下流幅（長さ）約15m、上流への土砂堆積長約30mである。流木ダムを構成している流木の平均直径は約20cm、平均長は約10mである。この流木ダムは溪流を流下してきた流木が両岸に生育している樹木群（杉林：胸高直径約20cm、樹高約10m）に引っかかって停止し、これにより後続の流木および土砂が次々に捕捉されてその規模を増して形成されたものと推定される。この流木ダムは水理模型実験により形成されたと同様の流木ダムが、実際に土石流が発生した溪流において存在したことを示すものである。

3.5 結 語

本章では流木の基礎的な運動・堆積機構を解明する目的で、土石流及び洪水とともに流下する流木の流下、閉塞、氾濫・堆積現象に着目し、流路上の流木の移動・停止条件、水路狭窄部における流木の捕捉条件、扇状地における流木の氾濫・堆積形態について主として水理模型実験により検討を行った。得られた結果を要約すると、次のようである。

溪床上の流木の移動開始条件のうち主要なものは流木の軸方向と流向のなす角(ϕ)、溪床勾配(θ)および水深(h)である。 ϕ 、 θ および h とも大きくなるほど流木は移動を開始し易くなる。流量及び川幅が一定の時は溪床勾配が 5° 付近で流木は最も移動し難い。また水路における流木の移動開始と停止の境界を与える式を得た。

流路中の狭窄部における流木の通過・停止に関する水理模型実験を行い狭窄部における流木捕捉率 T と、狭窄部の幅 w に対する流木の長さ l の比、との関係を求めた。捕捉率 T は狭窄部の幅 w と流木長さ l により大きく左右され $w/l \leq 0.3$ では $T \approx 1.0$ となり、 $w/l \geq 1.5$ では $T \approx 0$ となることが実験結果より明かとなった。

扇状地模型を用いた水理模型実験及び昭和63年7月の広島災害で土石流が発生した5溪流における土石流、流木の氾濫、堆積実態調査を実施して、流木及び土石流の扇状地における氾濫・堆積形態を検討した。

水理模型実験と実際の土石流、流木の氾濫、堆積実態調査結果から、実際の土石流により流下する流木、土砂の扇状地上での堆積分布は水理模型実験による流木、土砂の堆積結果とほぼ一致しており、水理模型実験による土石流、流木の氾濫、堆積は実際の土石流による流木、土砂の氾濫、堆積を良く再現していることが明かとなった。

模型実験より洪水（清水のみ）とともに流下した流木はまず扇頂部の左右岸に、長軸をほぼ流向と平行にして堆積を開始し、下流方向へ堆積範囲を広げ、ある河床勾配からは一転して堆積塑上が始まって流木堆積は上流へ広がる現象が認められた。一方、土石流とともに流下した流木は土石流の先頭部に流木が集中して扇状地を流下し、土石流の先頭部の停止により流木も急速に速度を落として土石流先頭部よりも若干下流に停止堆積する。その後土砂の堆積塑上現象とともに流木も堆積塑上を起こすことが認められた。すなわち洪水では扇頂部から下流へ、土石流では扇状地中部から上流へ堆積が進行し、流木の堆積進行形態が異なることが判明した。

また実験結果より洪水（清水）とともに流下する流木の扇状地縦断方向の堆積分布と流木の直径、長さおよび水理条件に関しては次のことが明らかとなった。①（単位幅）流量が増加すると流木はより下流まで堆積する。②流木の直径、長さが流木の堆積分布に与える影響は少ない。③流木本数に関

しては流木堆積壅上現象が発生する前までは本数が多い程下流まで氾濫・堆積し、堆積壅上現象の発生後は流木本数が多い程上流へ堆積する割合が多くなる。④流木投入間隔と堆積分布については明確な関係は認められない。⑤扇状地内の水路内においては流木は水路勾配 $5^{\circ}\sim 7^{\circ}$ 付近で最も堆積しやすい。これは流木の移動開始と停止の境界を与える式の妥当性を示している。⑥扇状地内の水路に流木止めスクリーンを設置するとほとんどの流木は捕捉される。

土石流とともに流下する流木の扇状地縦断方向の堆積分布と流木の直径、長さおよび水理条件に関しては次のことが明らかとなった。①（単位幅）流量が増加すると流木、土砂はより下流へ氾濫・堆積する。②流木の直径、長さが大きい程上流へ氾濫・堆積する傾向が認められる。③流木の本数が多いほど上流へ氾濫・堆積する傾向が認められる。④流木を混入すると土石流は上流側へ堆積する傾向が認められる。⑤流木は土石流の先頭部堆積箇所の下流に多く堆積する。⑥扇状地内に水路があると流木及び土砂はより下流へ流下して堆積する。⑦扇状地内の水路の幅が大きいと流木の下流への流出率は急増する。⑧流木が清水とともに流下する場合には、扇状地内水路に設置された流木止めの効果は十分に発揮される。しかしながら、土石流とともに流木が流下する場合、特に流木止めで貯留できない程多量の土砂が流下する場合には、土砂が流木止め上流に堆積して流木止めを閉塞し大部分の流木及び土砂は流木止めを越流してしまい流木止めの効果は少ない。

扇状地上流の直線水路（長さ14m、幅20cm、深さ40cm）に清水1.5 L/s を流し、長さ20cmの流木を投入すると上流直線水路内に流木の一部が水路を横切る形で詰まり、これにより他の流木も停止して流木の堆積が生じる。土石流とともに長さ20cmの流木を流下させた場合にも同様の流木の詰まりが生じ、さらに土砂の堆積も加わって流木ダムが形成される。また一部の実験ケースでは流木ダムの破壊が生じ多量の流木と土砂が短時間のうちに扇状地へ流出した。川幅と同様かそれ以上の流木が多量に含まれる土石流が流下する場合には溪流内で流木ダムが形成される可能性が高く、この流木ダムの破壊により二次災害が発生する可能性がある。また、昭和57年7月の長崎災害では、芒塚川2の沢中流部において、土石流中の流木の溪流上での停止により形成されたと推定できる、高さ約4m、幅約15m、長さ約30mの流木ダムが認められた。

参考文献

- 1) 本間 仁、安芸皎一：物部水理学、岩波書店、660p、1962
- 2) 建設省河川局砂防部砂防課、土木研究所：流域の危険度判定に関する研究、第32回建設省技術研究会、pp525～547、1979
- 3) 水原邦夫、南 哲行、武居有恒：流木の流下阻止に関する基礎的研究(Ⅰ)－主として、流木群の運動形態について－、新砂防、第22巻、第2号、pp10～16、1979

4.1 概説

我国は山地の大部分が森林に覆われており、第1章で述べた流木災害実態調査結果からも分かるように山地の小溪流で山腹崩壊や土石流が発生すれば、ほとんどの場合流木も発生し、土石流や洪水とともに流木も下流へ流下する。これらの流木は溪流の下流域で橋梁や流路に詰まり、土石流や洪水の氾濫を助長し人家や施設に対する被害を増大させる。このようなことから、山地小溪流における土石流や洪水の被害を、防止、軽減するためには土砂や水のみならず流木を考慮した対策を構ずる必要がある。しかしながら、我国では流木対策施設を設置している溪流は極めて少なく、流木対策は土石流対策に比べて遅れているのが現状である¹⁾。この大きな原因として流木の発生・流下・堆積機構が十分に解明されていないことと、流木対策施設の設計基準が作成されていないことが考えられる。

流木の流下・堆積機構および流下阻止法に関してはこれまで種々の実験や検討がなされてきている。佐々木²⁾は流木の流下阻止法として砂防ダムの副ダムを利用した場合と砂防ダム上流に誘導網を設置した場合について室内水路模型を用いた実験を行い、それらの流木阻止効果を検討した。砂防ダムの堆砂地(未満砂状態)における流木群の運動と堆積形態及び水通し天端に柵を設置した場合の流木群の堰上げ形状については、水原^{3)、4)}が模型実験により検討を行っており、流木の堰上げには流速および流木の比重、形状が大きく影響することを示した。水原⁵⁾は模型実験により流木群の運動形態について検討を行い、流木群の偏走角(流木の流水主流方向に対する傾き)の平均値は $20^{\circ} \sim 30^{\circ}$ であり、これらは流木占有面積率、フルード数、表面流速には関係せず、流木の種類(形状、比重)が幾分影響を与えることを示した。さらに水原⁶⁾は流木止め柵による流木の堰止機構と流木の堰止率(捕捉率)の関係を模型実験により検討した。その結果堰止率は流木密度の増加に伴い急増するがある流木密度以上ではほぼ一定となること、堰止め率は表面流速及び水深が小さくなる程、また柵の純間隔に対する流木の長さ比が大きくなる程大きくなることを示した。しかしながら水原らの一連の研究においては流木止め柵による流木の堰止率(捕捉率)と関連する物理量との関係が系統的には説明されていない。

以上の実験や研究は、水と流木の流れについての検討であるが、瀬尾ら⁷⁾は土石流とともに流下する流木の運動機構と捕捉工に関する実験を行い、土石流と共に流下する流木の流下、堆積状況を観察した。また砂防ダム及び砂防ダムに流木止めスクリーン(柵)を設した場合の模型実験を行い流木の堆積形態についても定性的な検討を行った。

このように、これまで流木の流下機構と流木捕捉工に関していくつかの研究がなされてきており、基礎的な知見が得られて来ている。しかしながら、流木対策施設の設計に使用できる、流木止め柵に

よる流木捕捉率を算定できる一般式は求められていない。また堆砂が進んでいる状態での通常の砂防ダムにおける流木群の堆積形態や流木捕捉率および主ダムと副ダムの間の水褥池における流木の捕捉機能についても検討されていない。さらに流木を捕捉するために最適なスクリーンの形状やスクリーン間隔等についても体系的な検討は行われていない。

このようなことから、流木対策施設として、建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所等により、砂防ダム主ダム上に設置されている流木止めスクリーンおよび砂防施設としてオーストリアで用いられている透過型砂防ダムを取り上げて検討する。ここでは、土砂と共に流下してくる流木を効率的に制御できる流木止めスクリーンの設計手法を検討するとともに、流木を伴う土石流が直接、透過型砂防ダムに衝突した場合の透過型砂防ダムによる土砂および流木の捕捉機能を検討することを目的として、二次元の水路を用いて土石流及び流木を発生させて水理模型実験を行い、実験結果を考察する。

一方、溪流に設置されている砂防ダムにおいては豪雨後しばしば土砂の堆積とともに多量の流木の堆積が観察されている^{7)、8)}。このようなことから通常の砂防ダムにおいてもある程度の流木捕捉機能があるものと考えられ、これについても検討を行う必要がある。また、砂防ダム主ダム上に設置される流木止めスクリーンについては、従来から用いられている型の他に、新しい型のものをいくつか考案して、それらの流木捕捉機能を検討する。これらの施設について、砂防ダム堆砂地における流木の堆積形態・捕捉率を正しく評価するためには、砂防ダムの長い袖や広い堆砂域を再現できる実験を行う必要がある。さらに、砂防ダム主ダムと副ダムの間にある水褥池において、比較的多量の流木が堆積した事例が報告されており⁷⁾、水褥池内での流木捕捉機能についても検討を行う必要がある。そこで、砂防ダム及び各種の流木止めスクリーンの三次元模型を用いた室内模型実験を行い、その結果に基づいて砂防ダム堆砂地における流木の運動・堆積形態と流木捕捉機能を検討する。さらに砂防ダム主ダムに設置された各種の流木止めスクリーンによる流木捕捉機能、および主ダムと副ダム間の水褥池における流木捕捉機能に関する考察を行う。

4.2 流木止めスクリーンによる流木捕捉機能および透過型砂防ダムの流木制御機能

4.2.1 実験概要

実験は図-4.1に示す長さ5 m、幅20 cm、深さ40 cmの側面アクリル板付きの木製水路を用い、水路勾配は土石流を発生できる勾配である17°に設定して行った。さらに実験条件に応じてこの水路の下流に長さ2 m、幅20 cm、深さ40 cmの側面アクリル板付きの水路、あるいは長さ2 m、幅20~40 cmの側面アクリル板付きの沈砂池模型を設置した。模型の縮尺は鉛直方向、水平方向とも1:50とし、その他

の諸量はフルードの相似則を適用して表-4.1のように決めた。流量は六甲山系にある流域面積約0.2km²の堺川の計画洪水流量である11.7m³/secの流量を基準としてその約1.0倍、1.5倍、3.0倍の流量を用いた。水路には最大粒径25.4mm、平均粒径3.4mmの砂礫を厚さ5cmで水路の上流端より敷き、その敷砂上に表-4.2に示す4種類の木製の流木模型を各々ほぼ等間隔に立てた。

流木対策を考慮した砂防ダムとして実物の1/50の縮尺で図-4.2の流木止めスクリーン付砂防ダム及び図-4.3に示す透過型砂防ダムを水路下流

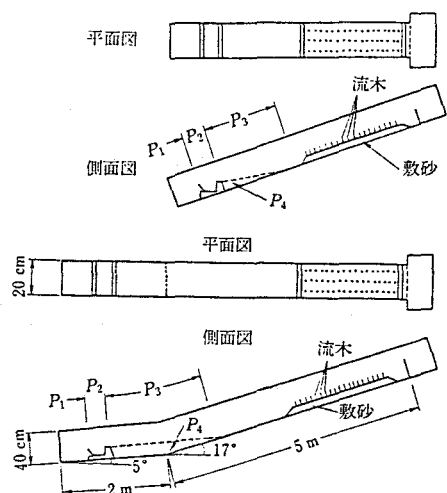
端より約1mの位置に設置した。また、流木対策を考慮した沈砂池として図-4.4に示す模型を用いた。流木止めスクリーンには図-4.5のAタイプおよびBタイプの鋼製の模型を用い、沈砂池には流木止めスクリーンとしてAタイプおよびCタイプの鋼製の模型を用いた。給水は水路の上流端から0.66、1.0、2.0 l/secで行い給砂はしていない。実験は砂防ダムの形状、流木止めのタイプ、流木止めの位置、流量、土砂量、流木の直径、流木の長さ、流木

の本数等の条件を変化させ、表-4.3に示すような実験条件で流木止めスクリーン付砂防ダムで320ケース、透過型砂防ダムで96ケース、流木止めスクリーン付沈砂池模型で12ケースの計428ケース実施した。

土石流および流木の流下、堆積、流出状況は水路の側方からビデオカメラにより、また水路の上流からビデオカメラと35mmモータドライブカメラにより撮影し記録した。給水中には砂防ダムの主ダムおよび副ダム（水叩工下流側）を越流する水深を測定し、各実験毎に流木模型の比重を測定した。実験を通して流木の模型の比重は0.91～0.98であった。

4.2.2 流木止めスクリーンと流木捕捉率

流木止めスクリーンによる流木の捕捉率を左右する物理量としては水路を流れる単位幅流量 q 、流速 v 、水深 h 、河床勾配 I_f 、スクリーンの横方向純間隔 W 、スクリーンの縦方向純間隔 H 、流木直径 d 、流木の長さ l が考えられる。流木止めスクリーンによる流木の捕捉率 T は次のように定義する。



注) P_1, P_2, P_3, P_4 は流出、堆積、捕捉あるいは土砂中に埋没した流木、あるいは流出、堆積した土砂の測定区間を示す。

図-4.1 実験に用いた水路の模式図と流木、土砂量測定区間

表-4.2 流木模型種類

種類	l (cm)	d (cm)
1	10	0.3
2	10	0.8
3	5	0.3
4	5	0.8

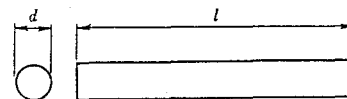


表-4.1 実験に用いた諸量の縮尺比一覧表

諸 量	次 元 (L-F-T)	縮 率		実 物	模 型
		比	縮 尺		
水平成分(X)	L	Xr	1 : 50	5 m, 10m	10cm, 20cm
鉛直成分(h)	L	Hr	1 : 50	3 m, 10m	6 cm, 20cm
勾配 (h/X)	—	$Hr \cdot Xr^{-1}$	1 : 1	$5^\circ(1/3.3)17^\circ(1/1.4)$	$5^\circ, 17^\circ$
面 積 (A)	L ²	$Hr \cdot Xr$	1 : 2,500	0.2 km ²	80m ²
体 積 (Vo)	L ³	$Hr \cdot Xr^2$	1 : 125,000	2,400 m ³	19.2 ℓ ≒ 20 ℓ
流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	$Xr \cdot Hr^{3/2}$	1 : 17,677.7	11.7, 17.7, 35.3 m ³ /s	0.66, 1.0, 2.0 ℓ/s
時 間 (T)	T	$Xr \cdot Hr^{1/2}$	1 : 7.07	30 分	255 sec
粗度係数(n)	L ^{1/3} · T	$Hr^{2/3} Xr^{1/2}$	1 : 1.92	0.040	0.019

表-4.3 実験条件一覧表

流木止めスクリーン付砂防ダム

勾配°	ダムー流木止タイプ	流 量 ℓ / s	上砂量 ℓ	流木の径 mm	流木の長さ cm	流木の本数	ケース
17	1. 流木止なし	0.66	10	3	5	100	320 ケース
5	2. 主ダムーAタイプ	1	20	8	10	(200)	
	3. 主ダムーBタイプ	2					
	4. 副ダムーAタイプ	(30)					
	5. 副ダムーBタイプ						

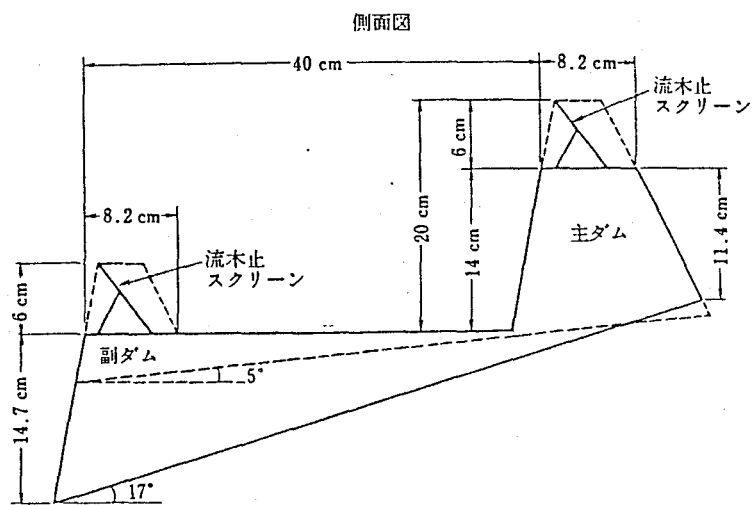
透過型砂防ダム

勾配°	ダ ム タイプ	横 桁	流 量 ℓ / s	土砂量 ℓ	流木の径 mm	流木の長さ cm	流木の本数	ケース
17	a	あ り	2	30	3	5	100	96ケース
5	b	な し			8	10		
	c							
	d							
	e							
	f							

沈砂池模型

勾配°	流木止	流 量 ℓ / s	土砂量 ℓ	流木の径 mm	流木の長さ cm	流木の本数	ケ ー ス
5	な し	2	30	3	5	100	12ケース
	Aタイプ			8			
	Bタイプ				10		

合計 428 ケース



型式	横断面
①	
②	
③	
④	
⑤	
⑥	
⑦	
⑧	

図-4.2 流木止めスクリーン付砂防ダム模型

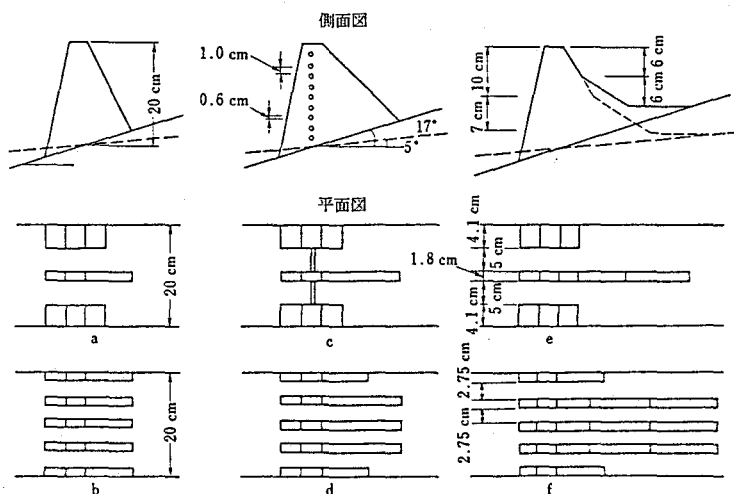


図-4.3 透過型砂防ダム模型

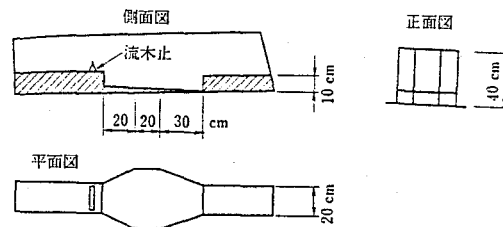


図-4.4 流木止め付沈砂池模型

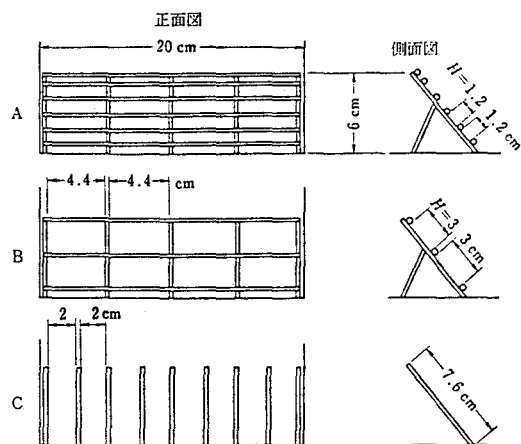


図-4.5 流木止めスクリーン模型

$$T = \frac{\text{流木止めスクリーンにより捕捉された流木本数}}{\text{流木止スクリーンに到達した流木本数}} \quad \text{-----} \quad (4.1)$$

実験結果を整理することにより、流木捕捉率 T とこれに関連すると思われる物理量の関係を考察する。

(1) 流木の種類、流量および水路勾配と流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T

流木の種類、流量および水路勾配を変化させた場合の流木捕捉率の変化を図-4.6～4.8に示す。これらの図より次のことが分かる。

- ① 流木の長さが大きいほど流木捕捉率は高くなる。
- ② 流木の直径が大きいほど流木捕捉率は高くなる。
- ③ (単位幅) 流量が小さいほど流木捕捉率は高くなる。
- ④ 水路勾配が小さい (流速が小さい) ほど流木捕捉率は高くなる。

(2) 流木の直径と流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T

流木の直径に対するスクリーンの縦方向純間隔、横方向純間隔およびスクリーンにおける水深の比と流木捕捉率の関係を整理した結果を図-4.9～4.11に示す。これらの図より次のことが分かる。

- ① スクリーン縦方向純間隔と流木捕捉率には明確な関係が認められない。しかしながら、 $H/d < 1.0$ の条件では流木捕捉率 T は 1.0 となることは明かであるので、こ

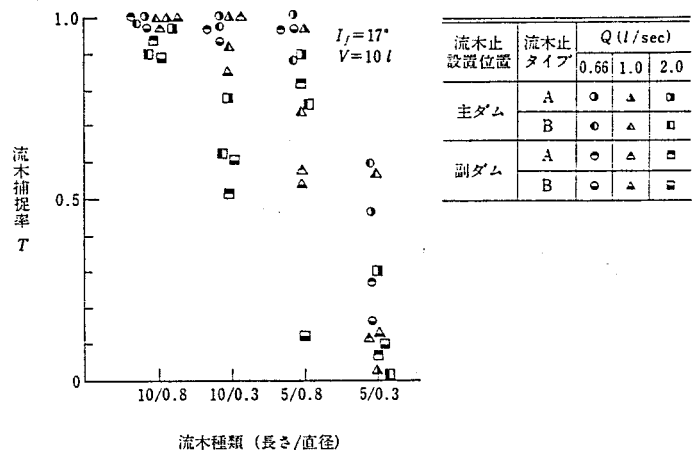


図-4.6 流木の種類と捕捉率の関係 (水路勾配 17° 、土砂量 10 g)

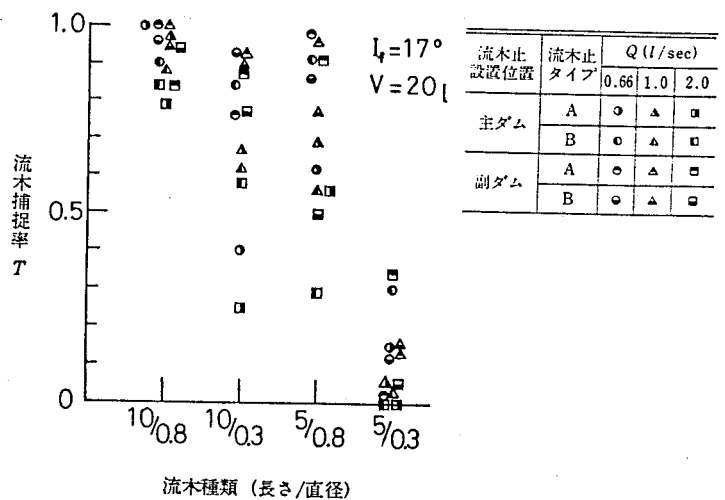


図-4.7 流木の種類と捕捉率の関係 (水路勾配 17° 、土砂量 20 g)

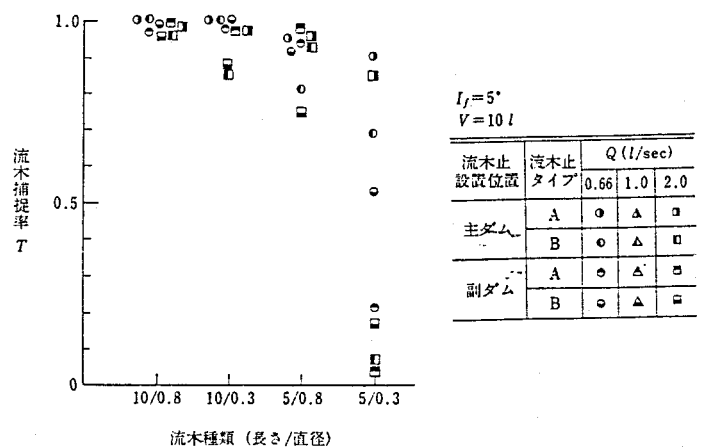


図-4.8 流木の種類と捕捉率の関係 (水路勾配 5° 、土砂量 10 g)

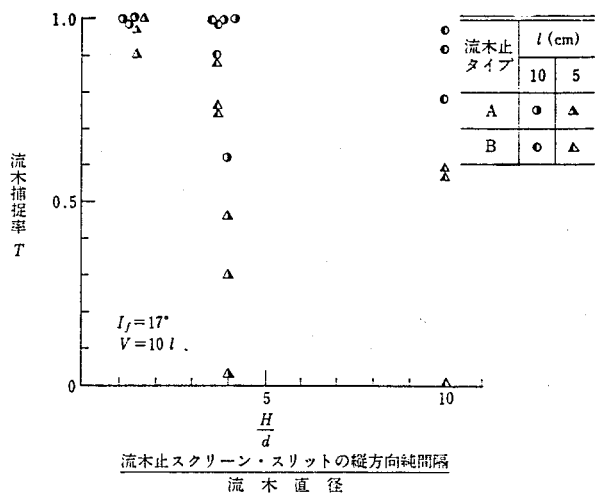


図-4.9 流木捕捉率と H/d の関係

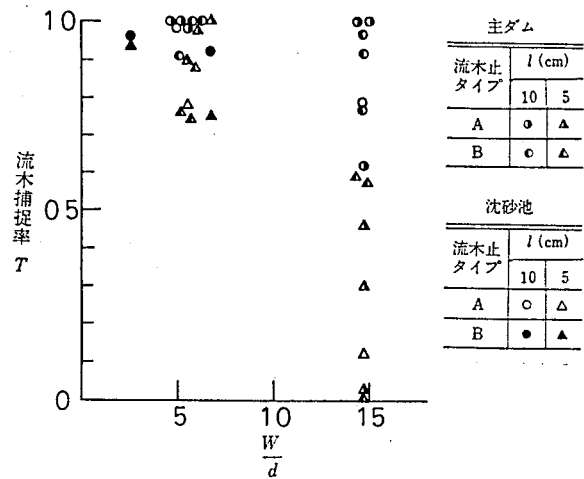


図-4.10 流木捕捉率と W/d の関係

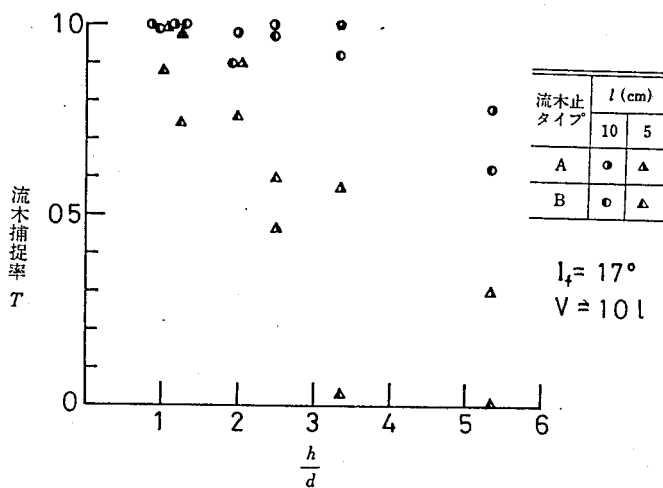


図-4.11 流木捕捉率と h/d の関係

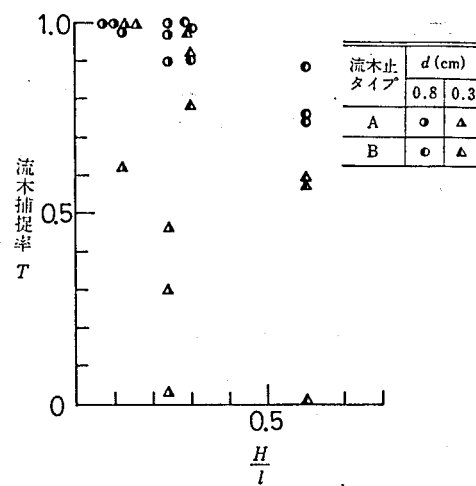


図-4.12 流木捕捉率と H/l の関係

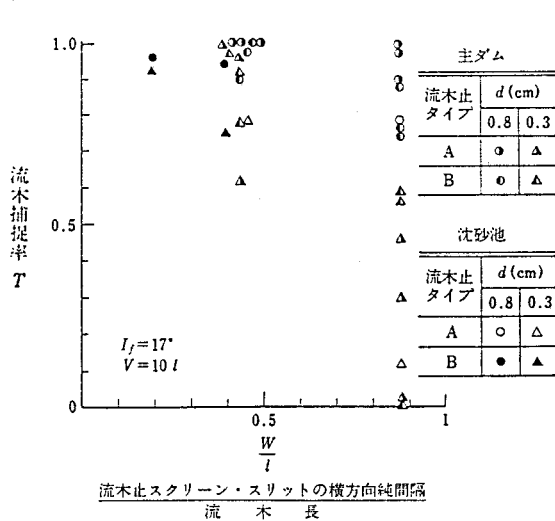


図-4.13 流木捕捉率と W/l の関係

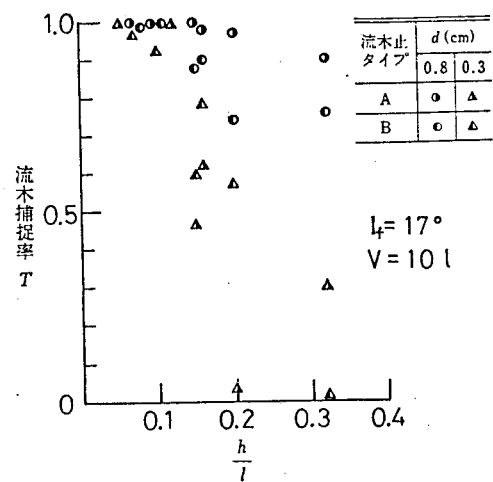


図-4.14 流木捕捉率と h/l の関係

の結論は今回の実験範

囲である $H/d > 1.5$ に

おいて有効と考えられ
る。

② スクリーン横方向

純間隔が小さくなると

流木捕捉率は高くなる。

③ 水深が小さくなる

と流木捕捉率は高くな

る。

(3) 流木の長さや流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T

流木の長さに対するスクリーンの縦方向純間隔、横方向純間隔およびスクリーンにおける水深の比と流木捕捉率の関係を整理した結果を図-4.12～4.14に示す。これらの図より次のことが分かる。

① スクリーン縦方向純間隔と流木捕捉率には明確な関係が認められない。すなわち、スクリーン縦方向純間隔は流木捕捉率に対して支配的でない。

② スクリーン横方向純間隔が小さくなると流木捕捉率は高くなる。

③ 水深が小さくなると流木捕捉率は高くなる。

以上の結果を整理すると流木止めスクリーン横方向純間隔が小さくなる程、流木の直径 d と長さ l が大きくなる程、水深 h が小さくなるほど、単位幅流量 q が小さくなる程、水路勾配 I_f が緩くなる程、流木捕捉率 T は高くなる。また、各物理量の流木捕捉率に対する影響度も含めて整理した結果を表-4.4に示す。なおこの実験に用いた土砂量10 \varnothing 、20 \varnothing により流木止めスクリーンを付けた時の砂防ダムの堆砂地は満砂し、土砂量 V が大きい程砂防ダムの堆砂勾配が急になる条件にあった。

流木捕捉率 T を与える関数形としては

$$T = f(q, I_f, v, g, h, l, d, W, H) \quad \text{-----} \quad (4.2)$$

が考えられる。

ここで、流木捕捉率 T は無次元であるので実験結果を用いて流木捕捉率 T と各物理量との関係を次元解析により求めることとする。表-4.4に示す関係を考慮すると流木捕捉率 T は次に示すパラメーター θ と関係することが予想される。

$$\theta = \frac{h W^2}{d l^2} \quad \text{-----} \quad (4.3)$$

表-4.4 捕捉率(T)に影響を与える物理量とその影響度

流木止スクリーンによる流木捕捉率	T	大 ← → 小	(T)に与える影響度
単位幅流量	q	小 ← → 大	⊕
河床勾配	I_f	小 ← → 大	小
流速	v	小 ← → 大	⊕
水深	h	小 ← → 大	⊕
流木直径	d	大 ← → 小	⊕*
流木長さ	l	大 ← → 小	⊕
スクリーンの縦純間隔	H	小 ← → 大	小*
スクリーンの横純間隔	W	小 ← → 大	⊕

* $H/d > 1.5$ の範囲における影響度

ここに、 h ：流木止めスクリーンでの水深（m）、 W ：流木止めスクリーンの横方向純間隔（m）、 d ：流木の直径（m）、 l ：流木の長さ（m）、 T ：流木止めスクリーンによる流木捕捉率、である。流木捕捉率 T と θ との関係を整理した結果を図-4.15に示す。流木捕捉率 T と θ の間には反比例の関係が認められるがバラつきも大きい。そこで、表-4.3の関係のうち、単位幅流量 q と流速 v の両者に関連する無次元のパラメーターとして、フルード数 $Fr (= v / \sqrt{gh})$ を用いることとする。流木捕捉率 T と Fr （フルード数） $\times \theta$ との関係を整理した結果を図-4.16に示す。この図より流木止めスクリーンによる流木の捕捉率 T と $Fr \cdot \theta$ には極めて良い反比例関係があることが分かる。さらに、図-4.16より、流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T は $H/d > 1.5$ の範囲では次式により算定できる。

$$\left. \begin{array}{lll} Fr \cdot \theta \leq 0.8 & \text{のとき} & T \approx 1.0 \\ 0.8 < Fr \cdot \theta < 8 & \text{のとき} & T = \log(8 / Fr \cdot \theta) \\ 8 \leq Fr \cdot \theta & \text{のとき} & T \approx 0 \end{array} \right\} \text{----- (4.4)}$$

実験を通じて流木止めスクリーンでの流れのフルード数は0.91～3.0、レイノルズ数は2,600～7,900であった。

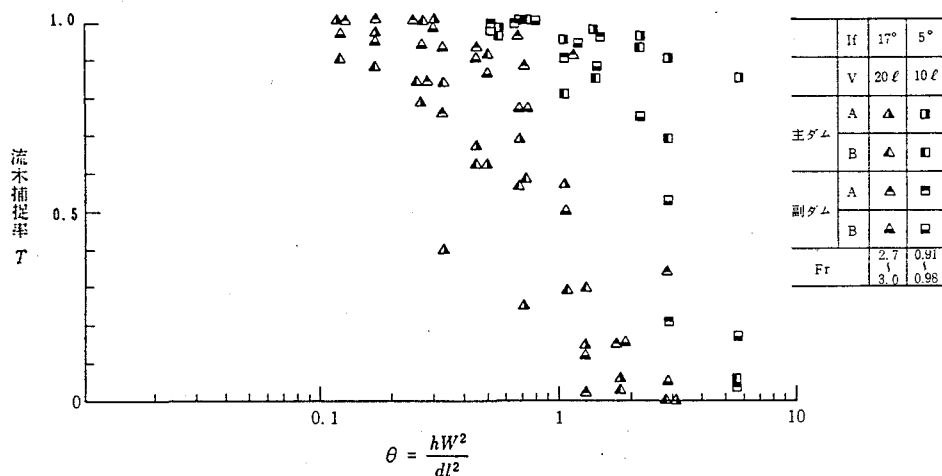


図-4.15 流木捕捉率（ T ）と θ の関係

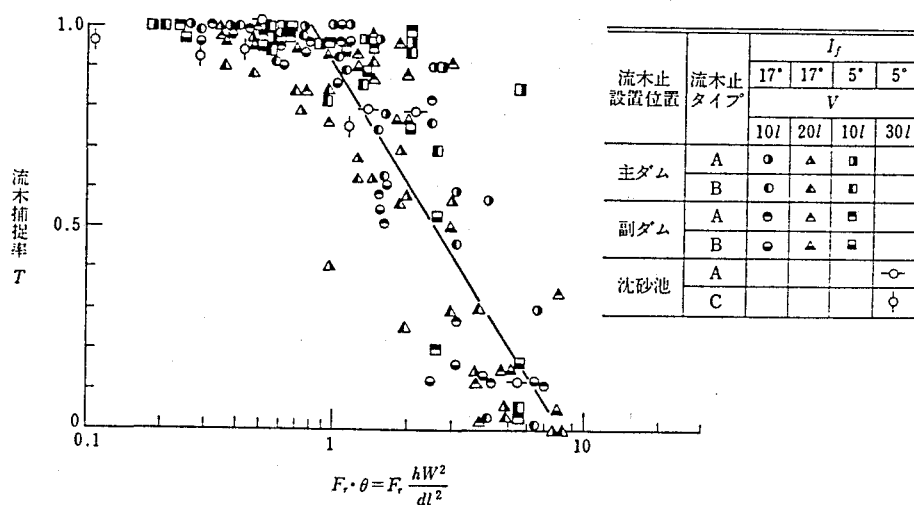


図-4.16 $Fr \cdot \theta$ と流木捕捉率（ T ）の関係

4.2.3 流木止めスクリーン付砂防ダムの機能

一般的な形状の砂防ダムと流木止めスクリーン付砂防ダムについて、単位幅流量を変えた場合の流木及び土砂の停止・堆積区間とその割合を図-4.17~4.19に示す。通常の、副ダムのある砂防ダム（図-4.2の①のタイプ）では、単位幅流量が小さい場合（図-4.17）は主ダムと副ダムの間に比較的多くの流木（ N_2 ）を捕捉するが、単位幅流量が大きくなった場合（図-4.18）には流木の捕捉率は激減する。副ダムのない砂防ダム（②のタイプ）では水叩工上での流木の捕捉機能はほとんど無い。これらに比較して砂防ダムに流木止めスクリーンを設置した場合（③~⑧のタイプ）では流木の捕捉機能は増大し、その機能は流木止めスクリーンの設置位置が主ダム（⑦、⑧のタイプ）、副ダム（③~⑥のタイプ）であることによりほとんど変化しない。土石流と共に流下する流木は、砂防ダムの堆砂地内への土砂の堆積に伴い、その一部は土砂とともに堆積して土砂内に埋没する（ N_4 ）。

4.2.4 透過型砂防ダムの機能

図-4.3に示す、a~fの形状の透過型砂防ダムはいずれもスリット部に土石流および流木の直撃を受ける砂防施設⁹⁾である。また、これらの透過型砂防ダムにはスリット部に横桁が設置されているものと、設置されていないものがあるため、これらの2種類についても模型実験により土砂および流木の捕捉機能を検討した。実験の結果を図-4.20、4.21に示す。図-4.20、4.21を

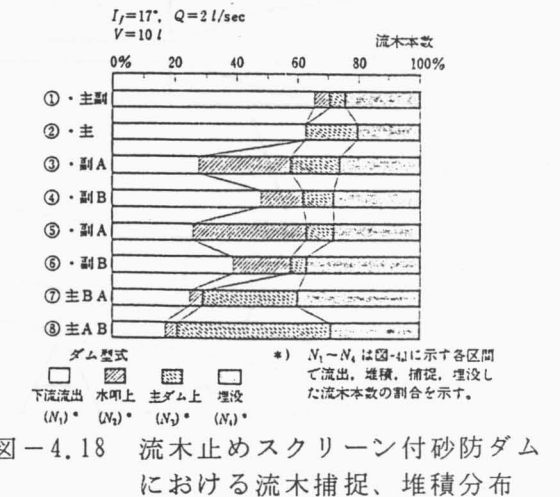
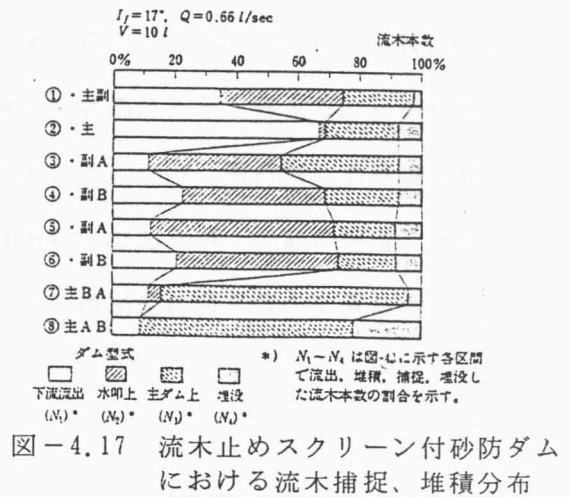


図-4.18 流木止めスクリーン付砂防ダムにおける流木捕捉、堆積分布

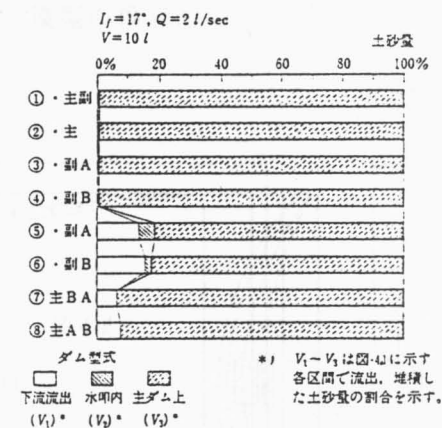


図-4.19 流木止めスクリーン付き砂防ダムにおける土砂堆積分布

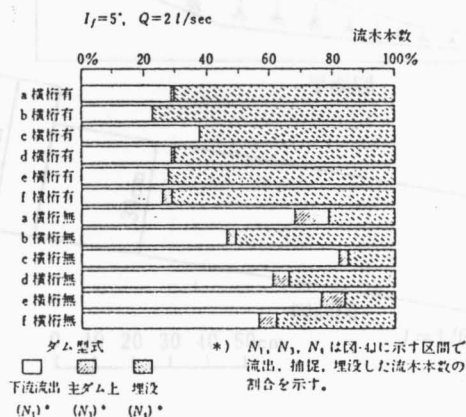


図-4.20 透過型砂防ダムにおける流木捕捉、堆積分布



図-4.21 透過型砂防ダムにおける土砂堆積分布

図-4.18、4.19と比較すると、横桁有りの透過型砂防ダムによる流木捕捉率（ $(N_2 + N_3) / (N_1 + N_2 + N_3)$ ）は通常の不透過型砂防ダムと比較して高く、流木対策にも効果があると言える。しかしながら、横桁有りの透過型砂防ダムの土砂透過、調節機能は低いと言える。一方、横桁無しの透過型砂防ダムは通常の不透過型砂防ダムと比較して流木捕捉率は、ほぼ同程度であるが、土砂の透過、調節機能は高い。従って、このような透過型砂防ダムの特徴を理解して、透過型砂防ダムの配置計画を行う必要がある。

4.3 砂防ダムおよび

流木止め付砂防ダムの流木捕捉機能

4.3.1 実験概要

実験は図-4.22に示す長さ5m、幅20cm、深さ40cm、河床勾配1/6の水路の下流端に図-4.23および図-4.24に示すよ

うな重力式砂防ダム、アーチ式砂防ダムおよび水堀池模型を設置して行った。

模型の縮尺は鉛直方向、水平方向とも1:50とし、その他の諸量はフルードの相似則を適用して決定した。模型の規模は六甲山系都賀川上流にある真水谷堰堤（高さ21m、長さ55m、

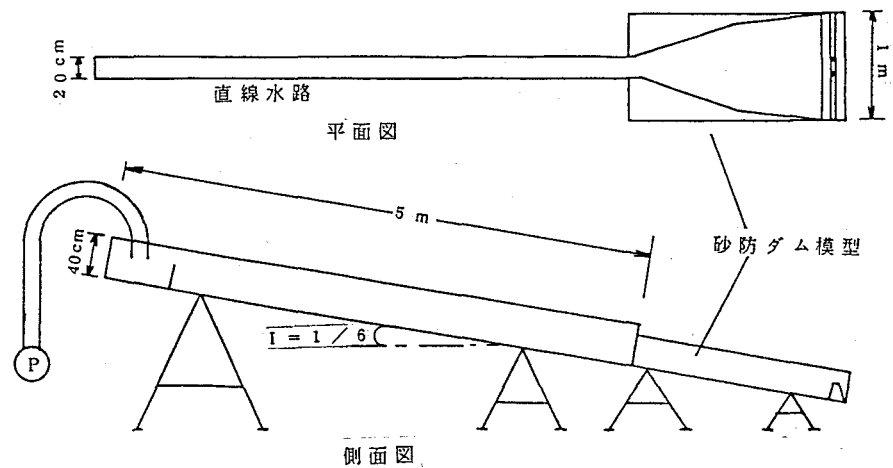


図-4.22 実験用水路及び模型の模式図

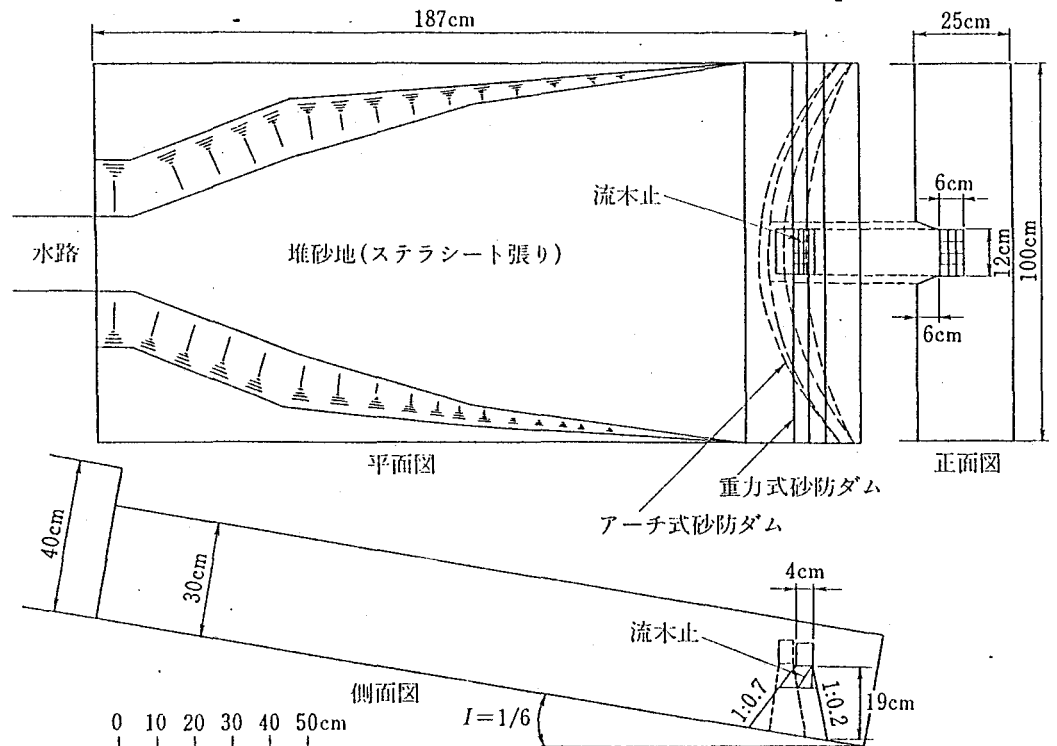


図-4.23 重力式及びアーチ式砂防ダム模型

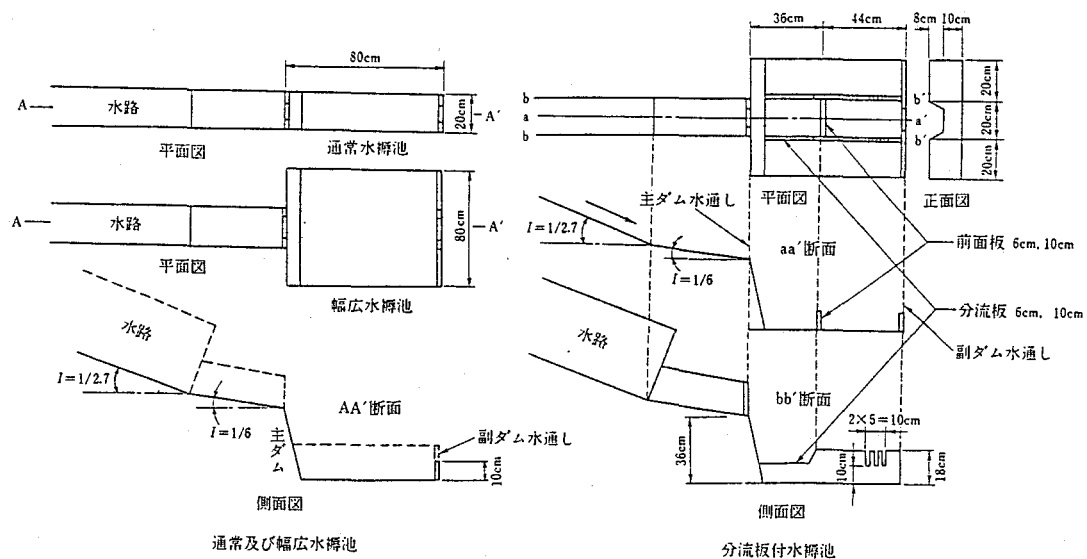


図-4.24 水罅池模型

表-4.5 流木模型

	直径 d (cm)	長さ l (cm)
①	0.3	5
②	0.8	5
③	1.5	10
④	1.5	18



水通し部長さ6m、流域面積1.2km²を原型として決定した。また、計画洪水流量である30m³/sec（実験では1.7ℓ/secにあたる）を基準流量として用いた。

実験に用いた土砂の粒度分布は六甲山系住吉川における土石流堆積物調査の結果をもとに1/50に縮小した $d_{60}=4.8\text{mm}$ 、 $d_{max}=25.4\text{mm}$ の砂礫を用いた。流木止めスクリーンとしては実物

流木止 タイプ	縦方向 純間隔 H cm	横方向 純間隔 W cm	正面図	側面図	特 徴
1	0.7	2.6			・縦方向純間隔が狭い
2	1.7	2.6			・縦方向純間隔が広い
3	1.7	2.6 5.5 11.3			・下方の横方向純間隔が広い
4	3.7 5.7	2.7 4.0			・流木止めスクリーンの下方は砂防ダムのスリットとなっている
5	—	2.8			・横桁がない
6	—	3.8			・横桁がない ・横方向純間隔が広い
7	—	5.9			・横桁がない ・横方向純間隔が広い
8	1.7	2.6			・スクリーンの傾斜が緩い
9	5.7	3.8			・スクリーンはアーチ状である ・スクリーンは砂防ダム水通し天端上流へ張り出している
10	5.7	3.8			・スクリーンはアーチ状である ・スクリーンは砂防ダム水通し天端上流へ張り出している ・スクリーンは計画堆砂勾配と同勾配で上流は張り出している

図-4.25 各種の流木止めスクリーン模型概要図

の1/50の縮尺で図-4.25に

示す10種類の、形状の異なる鋼製の流木止めスクリーン模型を製作し、これらを切り欠いた砂防ダムの水通し部に設定した。実験に用いた流木模型は縮尺1/50とし表-4.5の4種

の木製の流木模型を表-4.6に示すように組み合わせて、投入順序別に着色して各ケース計 1,000本用いた。

予備実験において、流量1.7ℓ/s、給砂量10%（砂礫の間隙も含む体積）を流下させた場合の砂防ダム堆砂地における堆砂

表-4.6 流木組み合わせと投入順序

流木	組み合わせ	投入時刻	0～15秒	16～45秒	46～90秒	91～150秒	計
		着色	赤	青	黄	白	
1	①	径 長さ 3mm-5cm	50	100	150	200	1,000本
	②	8mm-5cm	50	100	150	200	
2	②	8mm-5cm	50	100	150	200	1,000本
	③	15mm-10cm	50	100	150	200	
3	②	8mm-5cm	50	100	150	200	1,000本
	③	15mm-10cm			150	200	
	④	15mm-18cm	50	100			

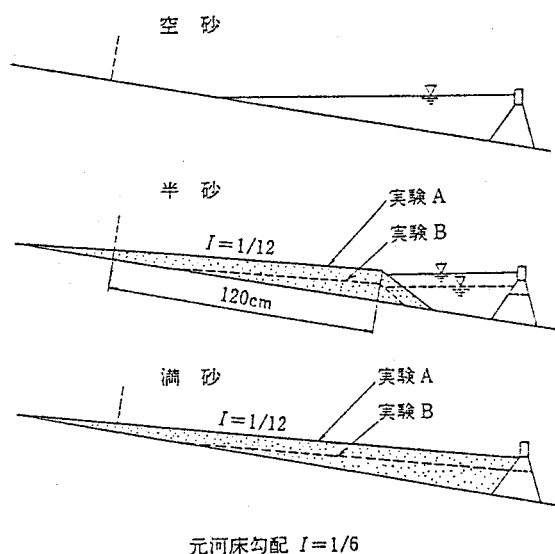


図-4.26 砂防ダム模型の堆砂形状

勾配は約1/12であった。これより、砂防ダムの堆砂地には各実験の開始前に堆砂勾配 $I = 1/12$ で、図-4.26に示すような形状に土砂を堆砂させて満砂及び半砂状態とした。また実験開始前の堆砂量が0の場合も空砂として設定した。給砂は水路の上流端付近から各流量の10%（砂礫の間隙も含む体積）を流した場合を給砂有りとし、給砂量が0の場合を給砂無しとした。なお、給水、給砂時間は5.5分とした。また流木の水路への投入は水路の上流端より下流1mの付近で行い、給水及び給砂開始後1分経ってから表-4.6に示すように1,000本の流木をほぼ一定の間隔で、約150秒間で投入した。

実験はその主な目的により次の3つに分類される。

- ① 砂防ダムによる流木捕捉実験（以下実験Aとする）：流木止めスクリーンのついていない、通常の重力式砂防ダムとアーチ式砂防ダムの模型を用いて、主ダム堆砂域における流木の運動、堆砂形態及び流木捕捉率等を検討する。
- ② 流木止め付砂防ダムによる流木捕捉実験（以下実験Bとする）：形状の異なる10種類の流木止めスクリーンを主ダム水通し部に設置してそれらの流木捕捉機能を検討する。

③ 主ダムと副ダム

間の水褥池における

流木捕捉実験（以下

実験Cとする）：通

常の水褥池（通常水

褥池）とそれよりも

幅が広い水褥池（幅

広水褥池）および新

たに考案した分流板

を取り付けた水褥池

（以下これを分流板

付水褥池と呼ぶ）に

よる流木の捕捉機能

を検討する。

各実験種類毎の実

験条件を表-4.7に示す。

表-4.7 実験条件一覧表

(1) 実験A

砂防ダム 形式	流 量 ℓ/s	給 砂		堆 砂 状 態	流 木 (表-1)	給 水 時 間 (分)	ケ ー ス	備 考
		%	ℓ/s					
重力式 アーチ式 (図-4.23)	1.3	0	0	満 砂	2	5.5	50	予備実験 も含む
	1.7	10	0.13	半 砂	3			
			0.17					

注) アーチ式ダムの実験ケースは一部省略。

(2) 実験B

流 木 止 タ イ プ	流 量 ℓ/s	給 砂		堆 砂 状 態	流 木 (表-1)	給 水 時 間 (分)	ケ ー ス	備 考
		%	ℓ/s					
10種類 (図-4.25)	1.3	0	0	満 砂	1	5.5	125	予備実験 も含む
	1.7	10	0.13	半 砂	2			
			0.17		3			

注) 流量1.3 ℓ/sの実験ケースは一部省略。

(3) 実験C

水 褥 池 タ イ プ	流 量 ℓ/s	給 砂		水 褥 池 内 前 面 板 の 高 さ	流 木 (表-1)	給 水 時 間 (分)	ケ ー ス	備 考
		%	ℓ/s					
通常幅広、 分流板付 (図-4.24)	0.4	10	0.04	な し	1	5.5	30	予備実験 も含む
	0.9		0.09	6 cm	2			
	1.7		0.17	10cm				

流木、土砂の流下、堆積、流出状況は砂防ダム堆砂地あるいは水褥池上方からビデオカメラと35mmカメラにより撮影して記録した。実験開始直後および実験終了直前に砂防ダム水通し付近の水位と堆砂面高を測定した。また実験終了後、実験AおよびBでは堆砂地上、湛水面上の流木の種類と本数を、また砂防ダム下流へ流した流木の種類と本数および土砂量を測定した。実験Cにおいては、分流板付水褥池では水褥池内の水面を左岸側、中央部、右岸側に分けて流木種類と本数を測定し、その他の場合には水褥池内全体の流木種類と本数を測定した。また副ダム下流へ流出した流木の種類と本数および土砂量も測定した。なお、実験を通して流木模型の比重は0.90～0.98であった。

4.3.2 砂防ダムによる流木捕捉機能

(1) 砂防ダム堆砂域における流木の運動と堆積

砂防ダム堆砂域における流木の運動、堆積形態は堆砂地上と湛水面上に大別できる。砂防ダム堆砂地上では流水は流量及び堆砂条件等に応じた幅に流水が集中する 경우가多く、流木はこの流水に乗って流下する。この時水深が流木の直径に比べて小さくなった場所等で一部の流木が堆積する。一方、湛水池に到達した流木は湛水面上を流下して水通し部に達し、さらに水通し部を通過して下流へ流下

したり、水通し部を閉塞して湛水面上に堆積する。

流木の種類が表-4.6に示す2と3のときの砂防ダムの堆砂地および湛水面上での流木の運動と堆積形状を図-4.27に示す。砂防ダム水通し部に流木が閉塞した場合には流木捕捉率は大きくなるが、砂防ダム水通し部に流木が閉塞しない場合には大半の流木が砂防ダムを通過してしまうことが分かる。

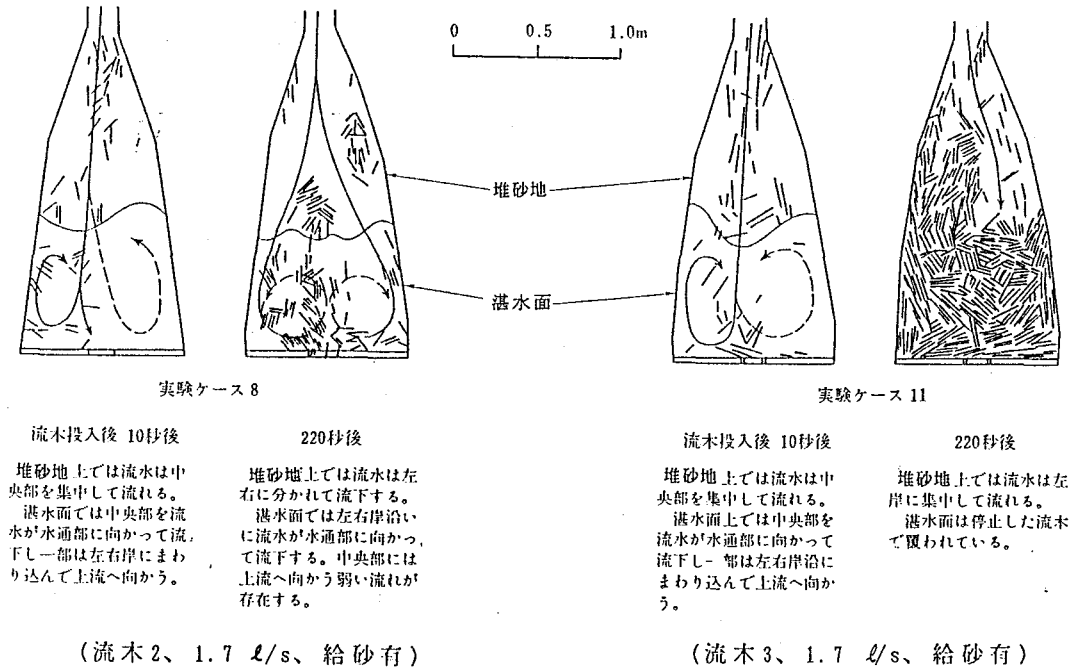


図-4.27 砂防ダム堆砂域上での流木の運動と堆積

(2) 砂防ダム堆砂域全体での流木捕捉率

砂防ダム堆砂域（堆砂地+湛水面）全体での流木捕捉率 T_T を次のように定義する。

$$T_T = \frac{\text{砂防ダム堆砂域(堆砂地+湛水面)に滞留した流木本数}}{\text{砂防ダム堆砂域に流入した流木本数}} \quad \text{----- (4.5)}$$

砂防ダム堆砂域における実験開始前の堆砂状態別の流木捕捉率 T_T と流量、砂防ダム形式、流木種類、給砂条件との関係を図-4.28に示す。

図-4.28より以下のことが言える。

- ① 重力式ダムとアーチ式ダムによる流木捕捉率 T_T はほぼ同じである。
- ② 流木の長さが長い程流木捕捉率は高くなる。
- ③ 計画洪水流量に比べて、流量が1/4程度減少しても流木捕捉率には明確な変化が見られない。
- ④ 堆砂の状態（満砂、半砂、空砂）および給砂の有無による流木捕捉率 T_T の差異は明確でない。

なお、図-4.28において、実験ケース4では堆砂地上に流路が明確に形成されたことにより大半の流木がこの流路を通過して下流へ流下したために流木捕捉率 T_T が低下したものである。また実験ケース15では大半の流木が堆砂地上流域に堆積したために流木捕捉率が高くなったものである。

(3) 砂防ダム湛水面上における流木捕捉率

砂防ダム湛水面上における流木の捕捉率 T_w を次のように定義する。

$$T_w = \frac{\text{砂防ダム湛水面上に滞留した流木本数}}{\text{砂防ダムの湛水面内に流入した流木本数}} \quad \text{-----} \quad (4.6)$$

実験開始時に堆砂域が満砂している場合には、湛水面が存在しないので T_w は存在しない。実験開始時の堆砂状況が半砂と空砂の場合の湛水面上での流木捕捉率 T_w と流量、砂防ダム形式、流木種類、給砂条件との関係を図-4.29に示す。なお、堆砂状態が空砂で給砂がない場合でも一部の流木は堆砂域上流部の固定床上に堆積したため T_T に比較して T_w が小さくなっている場合（実験ケース15等）がある。

図-4.29より次のことが言える。

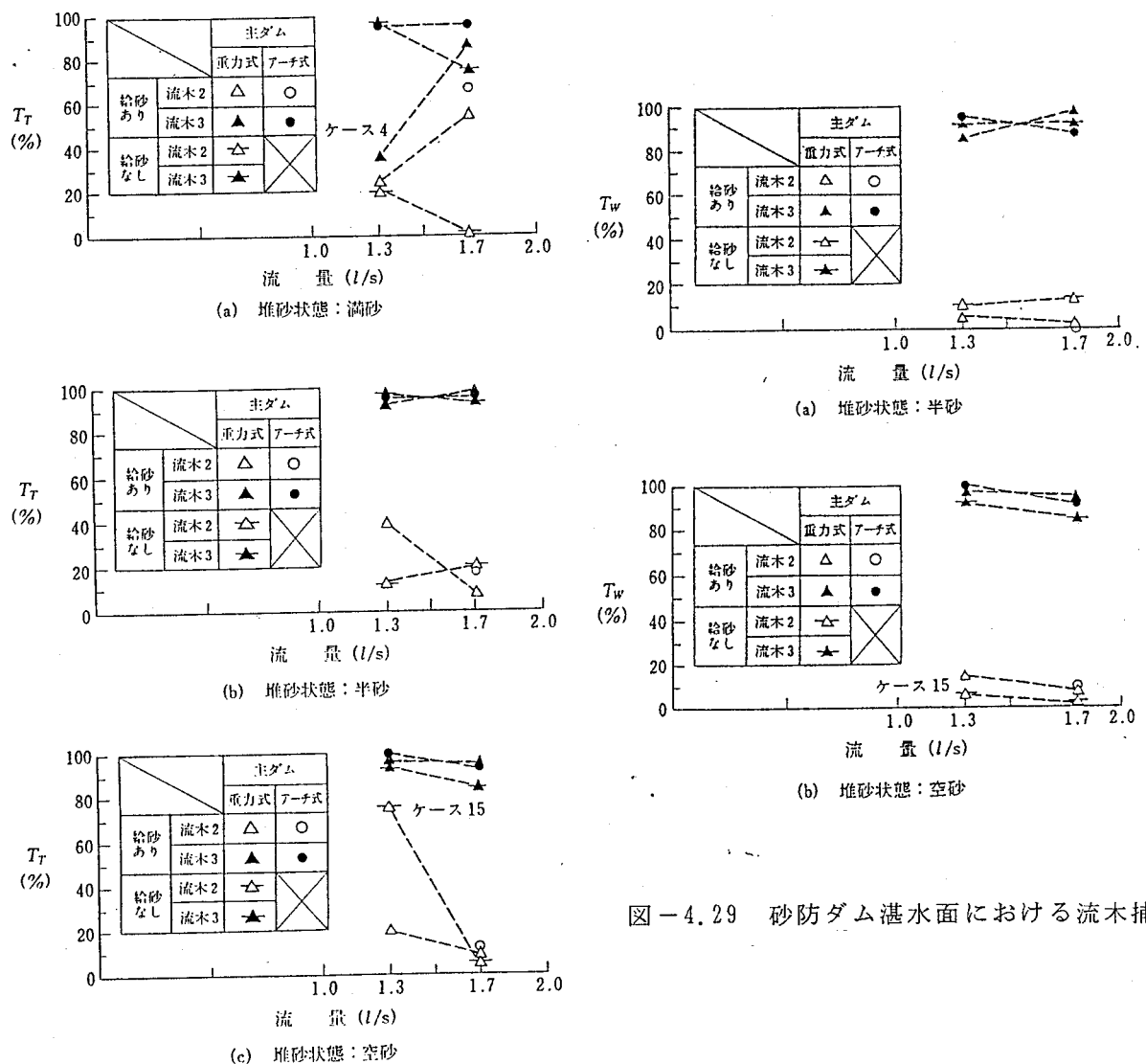


図-4.29 砂防ダム湛水面上における流木捕捉率

図-4.28 砂防ダム堆砂域における流木捕捉率

① 重力式ダムとアーチ式ダムによる流木捕捉率 T_w はほぼ同じである。

② 流木の長さが大きい程流木捕捉率 T_w は高い。

③ 計画洪水流量に比べて流量が1/4程度減少しても流木捕捉率 T_w はほとんど変化しない。

④ 堆砂の状態（半砂、空砂）および給砂の有無による流木捕捉率 T_w の差異は明確でない。

これらの結果は前述の砂防ダム堆砂域全体での流木捕捉率 T_T に関する結果とほぼ同一である。

(4) 流木長と流木捕捉率

図-4.28および図-4.29より砂防ダムにおける流木捕捉率に対する影響が最も大きいのは流下する流木の長さであるといえる。また流木2と流木3の主な違いは長さ18cmの流木の存在の有無であるから、平均的な流木長よりも最大（付近）の流木長が重要であると考えられる。そこで流木2の直径1.5cm、長さ10cmの流木の

代わりに直径1.5cm、長さ18cmの流木の混入本数を0本（流木2）、15本、30本、45本、150本としたときの流木捕捉率の変化を図-4.30に示す。この図より長い流木を15本加えただけでも砂防ダムにおける流木捕捉率 T_T は急激に増大することが分かる。

次に流木の長さによる流木捕捉率の変化を調べるために最長の流木（150本）の長さを12、14、16、18cmと変化させた場合の流木捕捉率の変化を図-4.31に示す。砂防ダム水通しの幅が12cmであることから、流木の最大長（ l_{max} ）が水通し幅の約1.3倍を越えると急激に流木捕捉率が大きくなることが分かる。

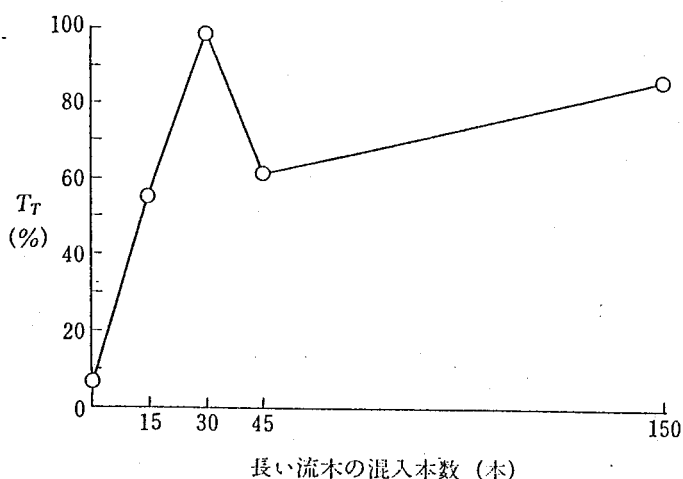


図-4.30 長い流木の混入本数を変えることによる捕捉率の変化

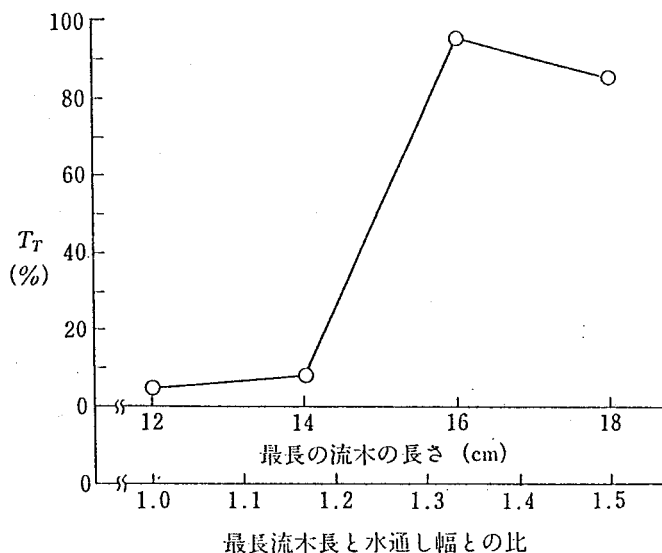


図-4.31 最長の流木の長さを変えることによる捕捉率の変化

4.3.3 流木止め付砂防ダムによる流木捕捉機能

図-4.25に示すような10種類の流木止めスクリーンを図-4.23に示す重力式砂防ダムの水通し部に設置し、表-4.7に示す実験条件で実験を行った。

ここに、砂防ダム堆砂域（堆砂地+湛水面）全体での流木捕捉率 T_T および砂防ダム湛水面上における流木捕捉率 T_W の定義は前述したとおりであり、さらにここでは砂防ダム堆砂地上での流木捕捉率 T_b を次のように定める。

$$T_b = \frac{\text{砂防ダム堆砂地上に堆積した流木本数}}{\text{砂防ダム堆砂地に流入した流木本数}} \quad \text{-----} \quad (4.7)$$

図-4.32に流量、堆砂状態、給砂条件の違い毎に、流木止めスクリーンのタイプ別の流木捕捉率 T_T 、 T_b 、 T_W を示す。

図-4.32より次のことが分かる。

① 流木の直径・長さが大きい（流木2、流木3）場合には各流木止めスクリーンタイプによる T_T の差は少ないが流木が小さい（流木1）場合には T_T の差が大きい。

② 流木止めスクリーンの横方向純間隔が小さい程 T_T 、 T_W は大きい。

③ 砂防ダム水通し天端上に流木止めスクリーンを設置しても、砂防ダム堆砂地上に流木止めスクリーンを設置しても流木捕捉率はほぼ同じである。しかしながら、堆砂地上に設置する場合には堆砂により流木止めスクリーンが埋没しないように堆砂面より上に出るよ

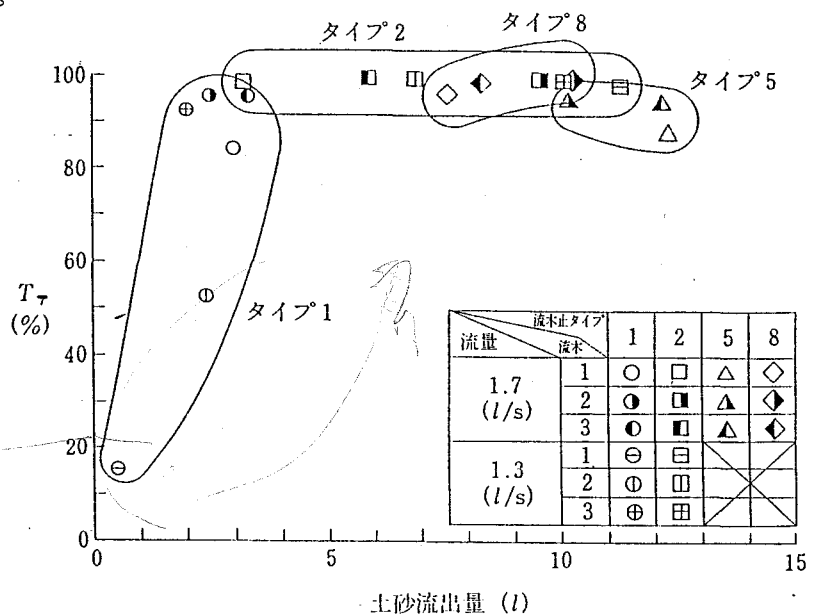


図-4.33 流木捕捉率 T_T と土砂流出量との関係（満砂、給砂有）

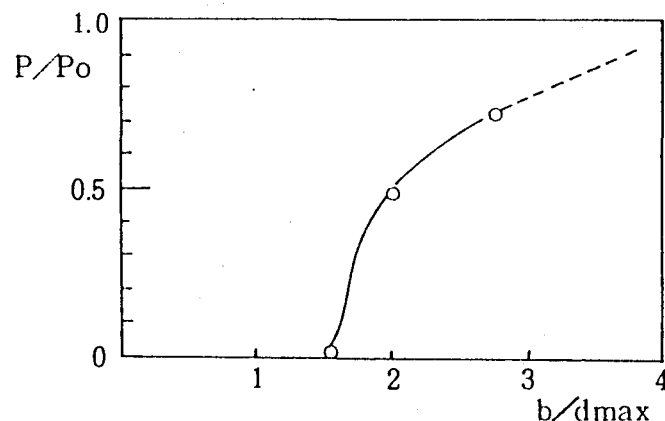


図-4.34 スリット間隔とピーク流出土砂量の減少率
 (P: ピーク流出土砂量、 P_0 : 無施設時のピーク流出土砂量、
 b: スリット間隔、 d_{max} : 最大粒径)

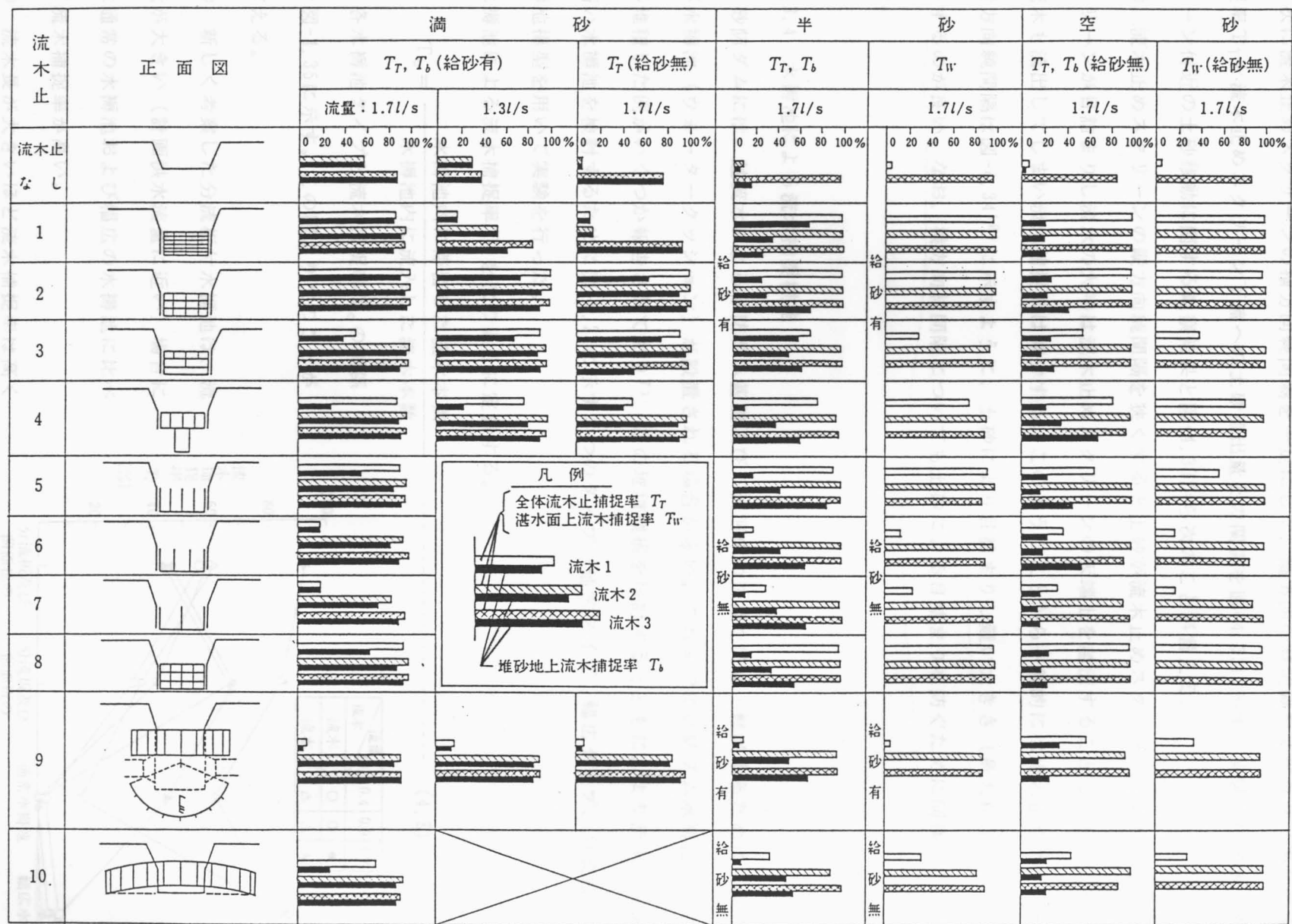


図-4.32 流木止め付砂防ダムによる流木捕捉率

うに設置する必要がある。

④ 堆砂の状態（空砂、半砂、満砂）による流木捕捉率（ T_T 、 T_w ）の差は明確でない。

次に流木止めスクリーンの横方向純間隔を一定にして、縦方向の純間隔を変化させた場合の流木捕捉率 T_T と流木止めスクリーン下流への土砂流出量との関係を図-4.33に示す。実験中の流木止めスクリーン付近の土砂移動に関する観察結果と図-4.33から次のことが言える。

⑤ 流木止めスクリーンの縦方向純間隔を狭くすると土砂が流木止めスクリーンにより閉塞されてスクリーンが目詰まりし流水の大半は流木止めスクリーンの天端上を越流することとなり、これと共に流木も流出してしまい流木捕捉率は減少する。このようなことから一般的には流木止めスクリーンの縦方向純間隔は図-4.34¹⁰⁾に示すように、土砂により目詰まりし難い大きさ（最大粒径の約3倍以上）とするのが良い。なお、横方向純間隔についても土砂による目詰まりを防ぐために同様のことが言える。

4.3.4 水褥池による流木捕捉機能

砂防ダムには、越流水による砂防ダム基礎及び下流河床の洗掘を防止・軽減するために、副ダム及び水褥池（ウォータークッション）が設置される場合が多い。これまでに砂防ダム水褥池付近に流木が堆積した例がいくつか報告されており⁷⁾、この堆積機構を検討するとともに、より流木捕捉機能の高い水褥池を検討するために図-4.24に示す3つのタイプ（通常タイプ、幅広タイプ、分流板付）の水褥池模型を用いて実験を行った。

水褥池による流木捕捉率 T_c を次のように定義する。

$$T_c = \frac{\text{水褥池内に滞留した流木本数}}{\text{水褥池内に流入した流木本数}} \quad (4.8)$$

各水褥池タイプと流木捕捉率 T_c の関係を図-4.35に示す。この図より次のことが言える。

① 新しく考案した分流板付水褥池は、流量が大きい（計画洪水流量に近い）場合には通常の水褥池および幅広の水褥池に比べて流木捕捉率が高い。

② 流木長が大きいほど流木捕捉率は高くなる。通常の水褥池や幅広の水褥池では流

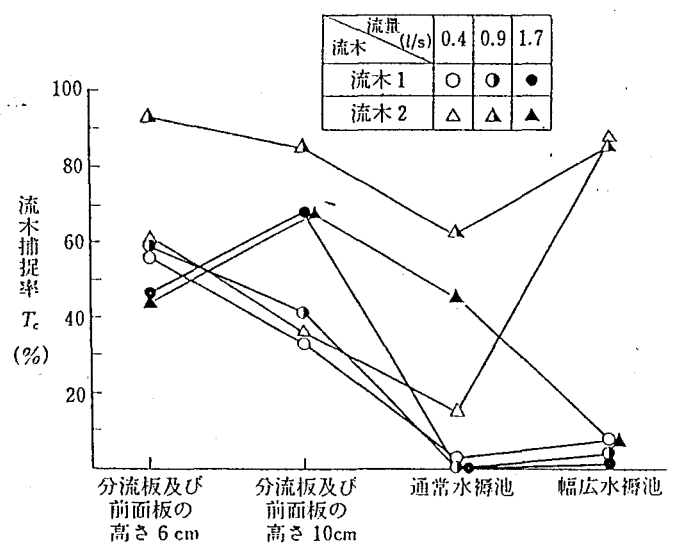


図-4.35 水褥池形状の違いによる流木捕捉率

木長が小さい場合（最大流木長が水通し幅の約1/2以下）には流木捕捉率は極めて小さい。

③ 通常の水褥池よりも、幅広の水褥池の方が全般的に流木捕捉率が高い。

①の理由を検討するために、幅広水褥池と分流板付水褥池における流木捕捉機構を比較すると次のとおりである。なお、分流板付水褥池の見取図を図-4.36に示す。また、幅広水褥池と分流板付水褥池における流木投入1分後および5分30秒後（給水停止後）の水褥池における流木分布と主な流向を図-4.37に示す。

図-4.37に示すように、流木投入から1分後では幅広水褥池および分流板付水褥池とも、砂防ダム主ダム水通し部から落下した流木のうちの一部は水褥池内をまっすぐに流下し、副ダム水通しより流出する。しかしながら、その他の流木は主ダム水通し部落下後、水褥池の左右岸に向かって流れ、左右岸沿いをゆっくりと流下する。幅広水褥池では、この流れに乗った流木も、最終的には副ダムの水通しに達して下流へ流出する。しかしながら分流板付水褥池では、左右岸沿いに流下してきた流木は分流板のスリット部により捕捉されて水褥池の左右岸付近に堆積し、副ダムの水通しには到達しない。通常水褥池における流木の運動、堆積形態も基本的には幅広水褥池におけるものと同様である。以上より、分流板付水

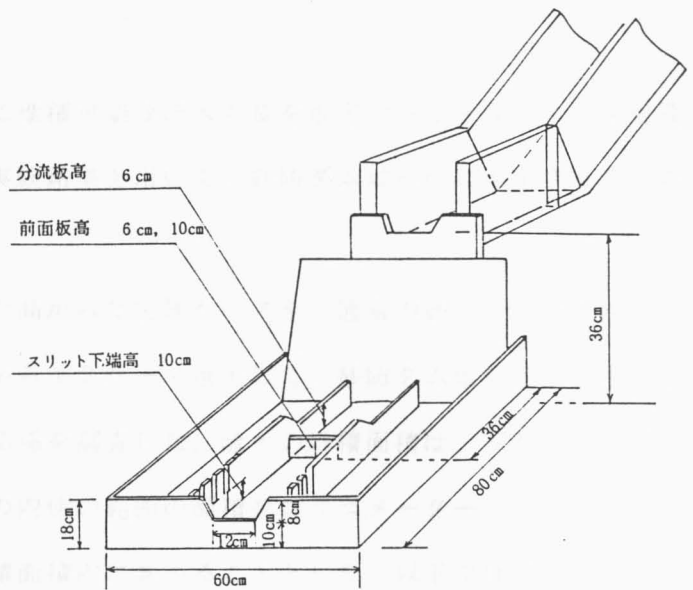


図-4.36 水褥池模型見取図（実験C）

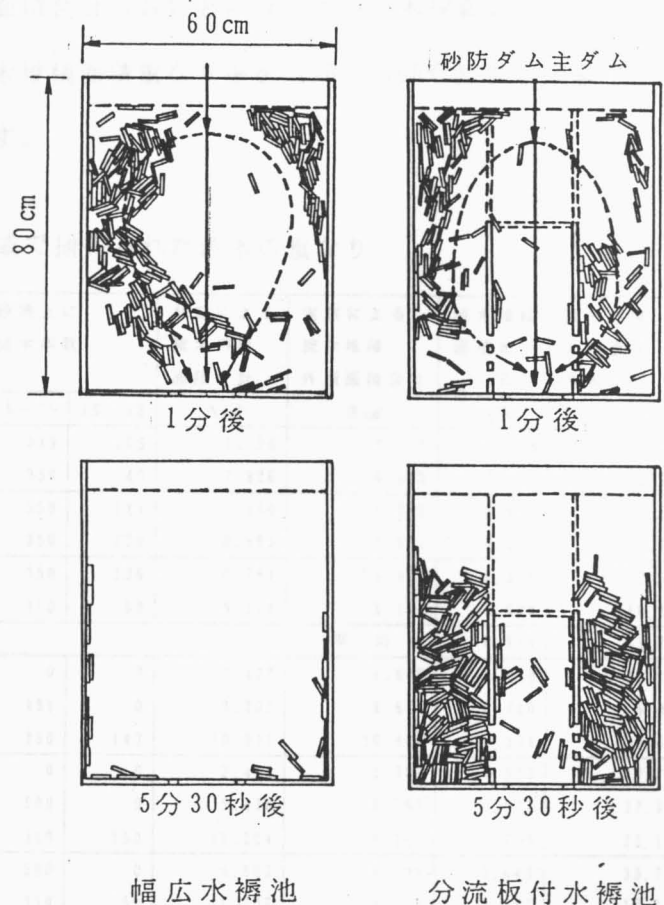


図-4.37 幅広水褥池と分流板付水褥池の流木捕捉機能の比較
（流量0.9ℓ/s、給砂有、流木タイプ1）

褥池では、幅広水褥池および通常水褥池と比較して流木捕捉率が高くなる。

4.3.5 砂防ダム堆砂域における流木堆積面積

砂防ダムおよび流木止め付砂防ダムの堆砂域に堆積可能な流木の量を推定することは流木対策施設の計画にとって重要である。ここでは、今回の実験結果を用いて、砂防ダム堆砂域に堆積する流木の量を推定する方法を検討する。

表-4.7に示す実験ケースのうち、流木捕捉率の高かった実験ケースを、通常の砂防ダム（実験A）から6ケース、流木止め付砂防ダム（実験B）から12ケース選定して、砂防ダム堆砂地上に堆積した（捕捉された）流木本数と流木の堆積面積の関係を調査した。流木の堆積面積は、写真を用いて流木堆積範囲の外周をつないだ線を引き、この線の内側の範囲の面積をプランメーターで計測して求めた。従って堆積した流木間の小さな空隙等は堆積面積内に含めることとした。以下では砂防ダム堆砂域に堆積した流木の堆積外周面積の合計を実測による流木堆積面積合計（B）と呼ぶこととする。さらに、計算により得た、堆積した流木の投影面積の合計を、計算による流木投影面積合計（A）とよぶこととする。また、実測による流木堆積外周面積合計（B）と計算による流木投影面積合計（A）の比を流木堆積面積比（ $C = B/A$ ）とし、流木堆積面積重なり率を（ $100 - 100C$ ）%と定義する。各実験ケースにおけるこれらの値を表-4.8に示す。

表-4.8 砂防ダム堆砂域で捕捉された流木の重なり

実 験	流 量 (l/s)	流木止 タイプ	初期 堆砂 状況	給砂 (%)	砂防ダム堆砂地上に 捕捉された流木本数				計算による 流木透影 面積合計	実測による 流木堆積 外周面積合計	流木堆積 面積比 $C = \frac{B}{A}$	流木堆積 面積重なり率(%) 100-100C
					3-5	8-5	15-10	15-18	A cm ²	B cm ²		
A	1.7	なし	満砂	10	0	414	349	105	9,726	9,122	0.938	6.2
				0	0	374	350	40	7,826	6,049	0.773	22.7
			半砂	10	0	488	350	144	11,090	9,288	0.838	16.2
				0	0	465	350	129	10,593	8,665	0.819	18.1
			空砂	10	0	468	350	136	10,794	9,496	0.880	12.0
				0	0	426	350	80	9,114	8,181	0.898	10.2
平 均											0.858	14.2
B	1.7	6	満砂	10	442	441	0	0	2,427	1,647	0.679	32.1
					0	460	491	0	9,205	8,651	0.940	6.0
					0	455	350	143	10,931	10,866	0.994	0.6
		3	満砂	0	466	450	0	0	2,499	1,308	0.523	47.7
					0	494	500	0	9,476	6,367	0.672	32.8
					0	481	350	150	11,224	8,741	0.779	22.1
		1	半砂	10	0	500	500	0	9,500	6,104	0.643	35.7
					0	499	350	150	11,296	9,177	0.812	18.8
		8	半砂	0	0	479	496	0	9,356	5,606	0.599	40.1
					0	495	350	144	11,118	7,378	0.664	33.6
		1	空砂	0	0	497	500	0	9,488	6,866	0.724	27.6
					0	500	350	150	11,300	6,686	0.592	40.8
平 均											0.718	29.2

表-4.8より、流木堆積面積比（C）は0.523～0.994と広い範囲に分布しているが、いずれも1.0以下である。また、流木堆積面積重なり率も0.6～47.7%と広い範囲に分布しているが、何れも0%以上であり、平均的には流木間の空隙は無いと言える。小さな直径の流木の占める割合が大きい程、流木堆積面積重なり率は大きくなる傾向がある。

なお、流木（ N_d 本）を堆積するのに必要な流木止め付砂防ダム堆砂地の面積（ S_d ）は次式により算定できる。

$$S_d = C \cdot S_o \quad \text{-----} \quad (4.9)$$

ここに、 S_d は流木（ N_d 本）を堆積するのに必要な流木止め付砂防ダムの堆砂地面積（ m^2 ）、Cは流木堆積面積比（実験結果では $C=1.0$ で安全側である）、 S_o は計算による流木（ N_d 本）の投影面積（1本の流木平均直径×流木長）の合計（ m^2 ）である。

以上の検討より、多量の流木を堆積させるためには広い面積が必要であるので、一般的には流木止めスクリーンは堆砂地あるいは湛水池面積の広い、砂防ダム主ダム上あるいは沈砂池下流側に設けると効率的と考えられる。

4.4 結 語

二次元水路を用いた実験を行い、その結果をもとに流木止めスクリーン、および、土石流および流木の直撃を受ける透過型砂防ダムによる流木捕捉機能に関する考察を行った。得られた結果を要約すると次のとおりである。

単位幅流量 q が小さくなる程、流速 v が小さくなるほど、水深 h が小さくなる程、流木止めスクリーンの横方向純間隔 W が小さくなる程、流木の直径 d および長さ l が大きくなる程、砂防ダムに取り付けられた流木止めスクリーンによる流木の捕捉率 T は高くなる。 $H/d > 1.5$ の範囲では流木止めスクリーンの縦方向純間隔 H は流木捕捉率 T にはほとんど影響しない。これらの関係を解析した結果 $\theta = h \cdot W^2 / d \cdot l^2$ 及び Fr をフルード数とすると、流木捕捉率 T は $Fr \cdot \theta$ の関数として表されることを示した。我国で一般的に用いられている形状の砂防ダムと比較して流木止めスクリーン付砂防ダムは流木の捕捉機能が高いことが判明した。また流木止めスクリーンを沈砂池下流に設置してもほぼ同程度の流木捕捉機能がある。オーストリアで用いられている土石流および流木の直撃を受ける透過型砂防ダム模型を用いた実験では、透過型砂防ダムについては、スリット間に横桁を設置した場合には流木捕捉機能が高く、横桁無しの場合は土砂の透過・調節機能が高いことが明らかとなった。このような透過型砂防ダムの機能を考慮して砂防施設の計画を行う必要がある。

一方、長い袖、広い堆砂域を持った三次元の砂防ダム模型及び流木止めスクリーン付砂防ダム模型

を用いた実験を行い、その結果を基に通常の砂防ダムの主ダム、および水褥地における流木捕捉機能、さらに砂防ダム主ダムに取り付けた各種の流木止めスクリーンの流木捕捉機能に関する考察を行った。得られた結果を要約すると次の通りである。

通常の砂防ダム堆砂域における流木捕捉率は主として流木の最大長さにより左右される。流木の長さや直径が大きいと堆砂地上にも多く堆積する。流木の最大長さが砂防ダム水通し幅の約1.3倍以上あれば水通し部で捕捉され易いといえる。しかしながら水通し幅よりも短い流木に対しては砂防ダムは流木捕捉機能が低いと考えられるので、このような場合には、流木止めスクリーンにより流木を捕捉することが考えられる。流木止めスクリーンによる流木捕捉率は主としてスクリーンの横方向純間隔に左右され、縦方向純間隔の影響は少ない。また流木止めスクリーンを多量の土砂の流下が予想される箇所に設置する場合には、土砂によりスクリーンが閉塞されないように縦方向および横方向の純間隔を大きくする必要がある。砂防ダム水褥地における流木捕捉率を高めるためには水褥地の幅を広くして水褥地に前面板や分流板を設置したり（分流板付水褥地）、流木止めスクリーンを設置すると効果がある。

模型実験において、砂防ダム堆砂域において堆積した流木の堆積面積を測定し、計算による流木投影面積の合計と比較した結果、流木の堆積面積は計算による流木投影面積の合計の0.523～0.994であった。このことから、安全を考慮すれば、流木止め付砂防ダムに必要な堆砂域の面積は、対象とする流木の投影面積の合計とほぼ同程度であると考えられる。

参考文献

- 1) 渡辺正幸, 水山高久: 地域防災の立場から長崎災害を考える, 新砂防, 第36巻, 第1号, pp.27~29, 1983
- 2) 佐々木八郎: 砂防ダム付近における流木阻止に関する実験的研究, 信州大学工学部紀要, 第13号, 信州大学工学部, pp.59~89, 1962
- 3) 水原邦夫: 砂防ダムと流木(I)ー流木群の堆積開始と運動機構ー, 新砂防, 第28巻, 第2号, pp.17~24, 1975
- 4) 水原邦夫: 砂防ダムと流木(II)ー流木群の堆積機構と堰上機構ー, 新砂防, 第28巻, 第3号, pp.17~23, 1976
- 5) 水原邦夫, 南 哲行, 武居有恒: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(I)ー主として、流木群の運動形態についてー, 新砂防, 第32巻, 第2号, pp.10~16, 1979
- 6) 水原邦夫, 武居有恒, 南 哲行: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(II)ー柵状構造物における流木の衝撃力と堰止め率ー, 新砂防, 第32巻, 第3号, pp.9~16, 1980
- 7) 瀬尾克美, 水山高久, 大場 章, 上原信司: 土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究, 土木技術資料, 第26巻, 第2号, pp.9~13, 1984
- 8) 水山高久, 石川芳治, 栗原淳一: 昭和63年7月広島県加計町に発生した土石流災害, 新砂防, 第41巻, 第3号, pp.48~49, 1988
- 9) 矢澤昭夫, 水山高久, 森田昭宏: オーストリア鋼製砂防施設事情, 土木研究所資料第2301号, 建設省土木研究所, 1986
- 10) 渡辺正幸, 水山高久, 上原信司: 土石流対策施設に関する検討, 新砂防, 第32巻, 第4号, pp.40~45, 1980

第5章 流木の衝突を考慮した鋼製流木止め部材の設計法

5.1 概 説

我国では現在、流木対策として写真-5.1に示すような鋼製の流木止めが砂防ダム水通し天端の上や沈砂池の下流側に設置されている。このような鋼製流木止めには静水圧や堆砂土圧が作用する他、流水や土石流による流体力、土石流中の流木や巨礫による衝撃力が作用する。流木止めのような鋼製砂防施設に働く静水圧、堆砂土圧および流体力についてはこれまでにほぼ算定手法は明らかになっており、設計指針¹⁾も存在する。しかしながら、流木や巨礫による衝撃力に関しては未だ確立された算定手法はなく、これまで鋼材に鋼球を衝突させる実験に基づく解析^{2), 3), 4)}が行われてきた。また、弾性理論を用いて鋼製流木止めの変形エネルギーが流木の持つ運動エネルギーと等しいと置いて鋼製流木止めの支柱に作用する衝撃力を算定した研究⁵⁾も行われてきた。しかしながら鋼材のもつ降伏耐力に比較して流木による衝撃力が大きい場合は鋼製流木止め部材が塑性変形を起こし、この領域では弾性理論を拡張して適用することはできないと考えられる。

そこで本研究では、実物大の鋼材と杉丸太（流木のモデル）および丸太と比較するために石球（土石流中の巨礫のモデル）を用いて衝突実験を行い、丸太および石球の持つ運動エネルギーと鋼材の塑性変形に関する基礎的な解析を行った。実験に用いた鋼材は写真-5.1に示すような流木止めの部材を取り出して単純な形にモデル化した鋼管およびH形鋼の単純梁である。実際の流木止めはより複雑な構造をしており載荷条件もより複雑と考えら



写真-5.1 流木止めの例（六甲山系、
宇治川、諏訪山第2堰堤）
（スクリーンの全高3m、全幅10m）

れるが、本研究の目的である流木、巨礫の運動（衝撃）エネルギーと鋼材の塑性変位に関する基礎的な検討を行うためには、構造物の部材を単純梁にモデル化することも許容されと考えられる。さらに、実験結果をもとに鋼製流木止め部材の設計手法についても検討を行った。

5.2 鋼材に対する衝撃載荷実験

5.2.1 実験の目的

本実験は、鋼製流木止め部材の流木等による衝撃力に対する設計手法を検討するための基礎的な資料を得ることを目的としている。鋼製流木止めの部材に必要な断面を求める方法には、①流木等の衝突により生ずる力を静的な荷重として算定することにより設計する方法と、②流木のもつ運動（衝撃）エネルギーと部材のもつ可能吸収エネルギーを比較することにより設計する方法の2方法が考えられ

る。ここでは、流木止めと類似している落石防止柵⁶⁾の設計に用いられている後者の方法を用いて検討することとした。落石防止柵と同様に流木止めにおいても通常は作用する衝撃力が部材の降伏耐力よりも大きいことから流木止め部材のある程度の塑性変形は許容せざるを得ないと考えられる。従って本実験では、流木の衝突による鋼材の塑性領域での変形について検討することとし、主として流木の持つ運動（衝撃）エネルギーと鋼材の塑性変位の関係について検討を行った。

5.2.2 実験概要

(1) 実験の種類

実験はその載荷方法に

より静的載荷実験と衝撃載荷実験に大別される。

静的載荷実験は、表-5.1

に示す4種類の鋼材（全

長1.20m、支点間長1.00

mの単純梁）の静的エネ

ルギー吸収能と塑性変位

の関係を求めるために行

った。なお、表-5.1には

実験結果も併せて示して

ある。衝撃載荷実験は図

-5.1に示す4種類の衝突

体のもつ運動エネルギー

と衝突による鋼材（表-5

.1）の塑性変位の関係を

求めるために行った。4種類の衝突体のうち石球は土石流中の巨礫をモデル化したものであり、流木

との材質の違い（石材と木材）による鋼材の塑性変位の違いを検討するために用いた。また、衝突体

のタイプ2とタイプ3は両者とも流木をモデル化しているが衝突面の形状を半球状（石球と同一の曲

率半径）と平面状に仕上げてあり、衝突面の形状の違いによる衝撃力の差を検討するために用いた。

衝突体の重量は石球が45.5kgf、タイプ2とタイプ3は同一の丸太で44.0kgf とほぼ同一としたが、丸

太の重量の違いによる衝撃力の差を検討するためにタイプ4として57.5kgfの丸太を用いた。

表-5.1 実験に用いた鋼材

	H-100x50x5x7	H-100x100x6x8	φ89.1, t=3.2	φ114.3, t=4.5
E (tf/m ²)	2.1x10 ⁷	2.1x10 ⁷	2.1x10 ⁷	2.1x10 ⁷
Z (cm ³)	37.5	76.5	17.9	41.0
I (cm ⁴)	187	383	79.8	234
P (tf)	3.60	7.34	1.72	3.94
P _t (tf)	5.92	12.06	2.35	4.91
P ₂₀ (tf)	5.49	11.42	2.11	4.76
σ ₂₀ (kgf/cm ²)	3,660	3,732	2,947	2,902
σ _a (kgf/cm ²)	3,700		2,900	
P _{max} (tf)	5.55	11.32	2.08	4.76

注) E:弾性係数 Z:断面係数 I:断面2次モーメント

P:設計荷重(SWH41, STK41; σ=2,400kg/cm²)⁷⁾

P_t:静的載荷試験による最大荷重

P₂₀:変位が20mmのときの載荷荷重

σ₂₀:P₂₀に対する逆算降伏点強度

σ_a:σ₂₀より推定した計算用降伏点強度

P_{max}:σ_aより求めた鋼材の耐力(長さ1.0mの単純梁)


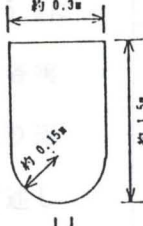
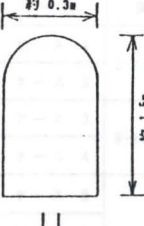
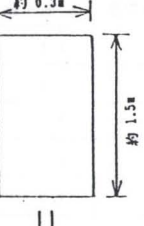
タイプ	タイプ1	タイプ2	タイプ3	タイプ4
衝突体	石球	丸太1	丸太1	丸太2
衝突体の形状				
長さ m		1.54		1.50
平均直径 m	0.309	0.300		0.302
重量 tf	0.0455	0.0440		0.0575
単位体積重量 tf/m ³	2.95	0.419		0.537

図-5.1 衝撃载荷実験に用いた衝突体

(2) 静的载荷実験

実験は図-5.2に示すように鋼材を支点間長1.00mの単純梁として設置し、中央部に静的载荷した(写真-5.2)。载荷には500tf万能試験機を用い、変位量10mm毎に荷重を0に戻す繰り返し载荷とした。载荷方法は変位制御とし、载荷速度は1mm/分とした。万能試験機の载荷面は曲率半径が約20cmの半球状である。载荷荷重は鋼材への载荷面に取り付けられたロードセルにより測定した。鋼材の変位は鋼材の中央に先端を固定した変位計により測定した。静的载荷実験は表-5.1に示した4種類の鋼材について各1ケースずつ行った。

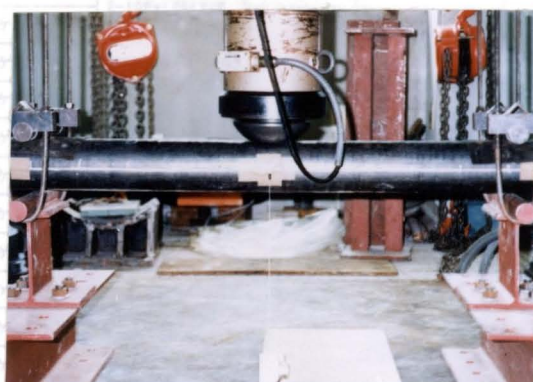


写真-5.2 静的载荷実験

(3) 衝撃载荷実験

実験は、図-5.1に示す衝突体にロープをつけてクレーンでつり上げ、所定の高さ(衝突体の下端と鋼材の中央上面の距離)になったところでロープを切断して自由落下させ、衝突体を鋼材(単純梁)の中央に衝突させた。実験方法の模式図を図-5.2に示す。鋼材の塑性変位は、衝突前に鋼材の軸方向の中央の線に沿って10cm間隔に測定点を印し、衝突後各測定点での塑性変位を測定した。実験に用いた鋼材は、表-5.1に示す4種類である。

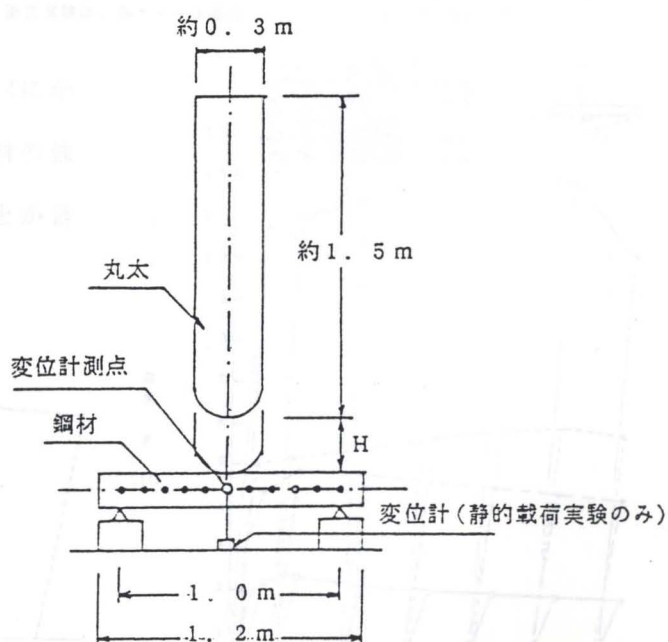


図-5.2 衝撃及び静的载荷実験の概要図

これと図-5.1に示す衝突体および衝突の落下高さ (H) を0.5~3.0mに変化させて表-5.2に示す計26ケースの実験を行った。なお、各実験ケースでは所定の高さ (H) で3回繰り返して衝突体を鋼材に衝突させて、各々前述した方法で塑性変位を測定した。また、落下高さ (H) で衝突した丸太および石球の衝突直後のはね返り高さ (h) をビデオカメラによる撮影により測定した。

表-5.2 実験ケース (衝撃载荷実験)

衝突体タイプ	ケース	鋼材	落下高(m)	衝突速度(m/s)
タイプ1 (石球)	ケース 1	H-100x50x5x7	1.1	4.4
	ケース 2		2.0	6.3
	ケース 3	H-100x100x6x8	2.0	6.3
	ケース 4		2.5	7.0
	ケース 5	φ89.1	0.5	3.1
	ケース 6		1.0	4.4
	ケース 7		1.3	5.0
	ケース 8		2.0	6.3
	ケース 9	φ114.3	1.0	4.4
	ケース 10		1.5	5.4
タイプ2 (丸太1) (球面)	ケース 11	H-100x50x5x7	1.0	4.4
	ケース 12		2.0	6.3
	ケース 13	H-100x100x6x8	2.0	6.3
	ケース 14		3.0	7.7
	ケース 15	φ89.1	1.3	5.0
	ケース 16		1.0	4.4
	ケース 17		0.5	3.1
	ケース 18		2.0	6.3
	ケース 19	φ114.3	1.0	4.4
	ケース 20		1.5	5.4
タイプ3 (丸太1) (平面)	ケース 21	φ89.1	2.0	6.3
	ケース 22		1.3	5.0
	ケース 23		1.0	4.4
	ケース 24		0.5	3.1
	ケース 25		1.6	5.6
タイプ4 (丸太2)	ケース 26		1.5	5.4

注) 衝突実験は、各ケース3回行った。ただし、ケース25は5回行った。

5.2.3 実験結果と考察

(1) 静的载荷実験

(1.1) 荷重と変位の関係

静的载荷実験による荷重～変位の関係を図-5.3、5.4に示す。表-5.1にはこの荷重～変位の関係から求めた鋼材の強度等の数値を示した。これらの図、表より以下のことが言える。

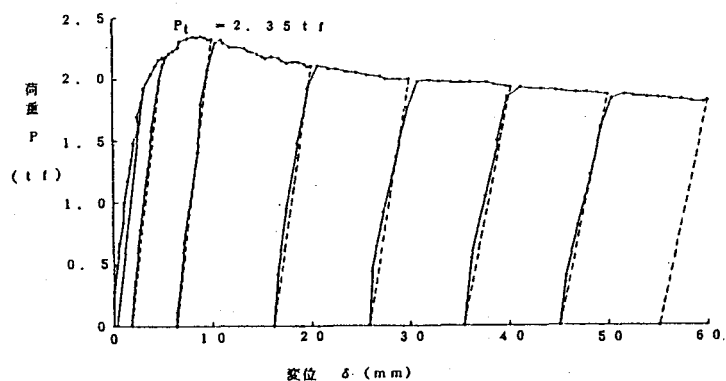


図-5.3 静的载荷荷重と鋼材の塑性変位 (φ89.1)

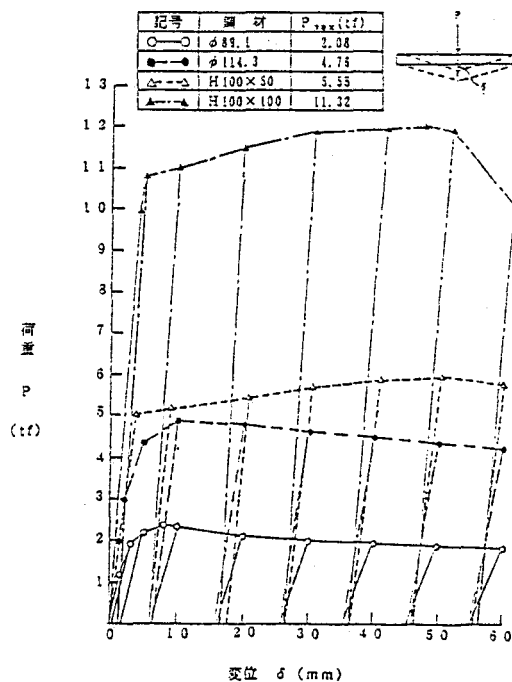


図-5.4 静的载荷実験による鋼材の荷重-変位曲線

① 一般に言われているように鋼材の断面係数（Z）が増大するほど鋼材の最大荷重（耐力）は増大する。

② ほぼ同一の断面係数を有するH形鋼（100-100）と鋼管（φ114.3）を比較するとH形鋼では変位が50mm付近で最大荷重が生ずるが、鋼管では変位が10mm付近で最大荷重を示す。これは鋼管の場合には変位の小さい段階で載荷点付近での鋼管の局部変形が進んで断面形状が扁平となり実際の断面係数が減少するためと考えられる。

③ 単純梁の中央集中載荷時の鋼材に働く引張耐力は次式で算定できる。

$$P = \frac{4 \cdot \sigma \cdot Z}{L} \quad \text{-----} \quad (5.1)$$

ここで、P：単純梁中央集中荷重、 σ ：鋼材に働く引張応力、Z：断面係数、L：支点間長である。

設計に用いられる鋼材（SWH41、STK41）の設計強度 σ は2,400kgf/cm²であり、本実験に用いた鋼材の材料成績表による降伏応力は $\sigma_y=3,900\text{kgf/cm}^2$ である。一般に流木の衝突による衝撃エネルギーは極めて大きく、実用上から衝撃エネルギーは流木止め部材の塑性変形により吸収することが合理的と考えられるので、流木止め部材はある程度大きな変位を許容せざるを得ないと考えられる。静的載荷実験で20mmの変位（弾性変位＋塑性変位）を生じた時の応力度 σ_{20} を表-5.1に示す。また σ_{20} を参考として算定したH形鋼と鋼管の平均的な降伏点強度を σ_0 として表-5.1に示す。表-5.1より鋼管に比べてH形鋼の方がみかけの降伏点強度が大きいことが分かる。これは②と同様に鋼管の局部変形による影響と考えられる。

(1.2) 静的エネルギー吸収能

構造物の力学的特性の評価には、一般に耐力や変形が指標として用いられる。流木、巨礫等の衝突に対する鋼製流木止めの設計を扱う場合、衝撃力を静的荷重として理論的に解析することにより部材の塑性変形を精度良く算定する手法は未だ確立されておらず衝撃荷重から塑性変位を算定して評価することは現状では必ずしも適切ではない。そこで本研究では、鋼材に作用する衝撃をエネルギー量として取り扱い、これを指標に鋼材に生ずる塑性変位を求めることとした。

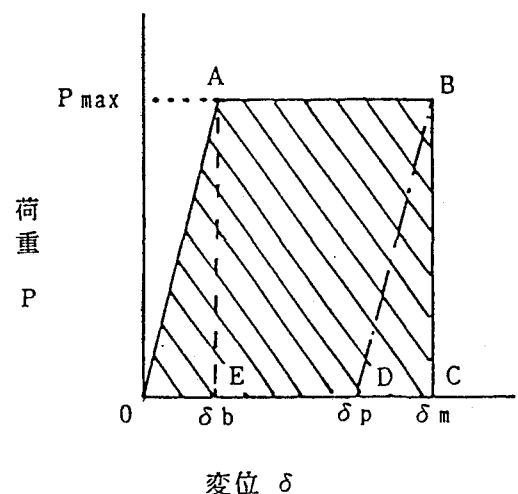


図-5.5 静的エネルギー吸収能の模式図

静的載荷実験においては、力の減衰や物体の運動の影

響を考慮しなくても良いので外力のなす仕事量は供試体（鋼材）に吸収されたエネルギー量に等しいと見なすことができる。すなわち、ある変位 δ_m に達するまでの鋼材の静的エネルギー吸収能 E_s は図-5.5 に示す模式的な荷重～変位曲線のうち斜線部で示す面積により求めることができ

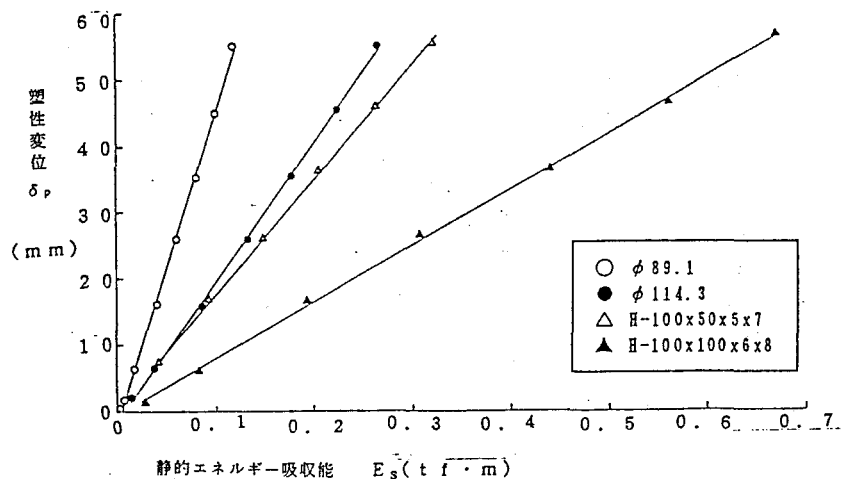


図-5.6 静的エネルギー吸収能と塑性変位

る。この図より、ある塑性変位 δ_p に対応する静的エネルギー吸収能 E_s は、除荷する直前の最大変位 δ_m までの載荷荷重を変位について積分したものと言える。静的載荷実験により得られた静的エネルギー吸収能 E_s と塑性変位 δ_p との関係を図-5.6 に示す。鋼材の荷重～変位曲線は変位が極めて大きくない範囲では完全弾塑性体として図-5.5 に示すように 2 本の直線（バイリニア）で近似することができる。単純梁の中央に集中荷重が載荷された場合の鋼材の降伏耐力 P_{max} および降伏点での変位 δ_b は次式により求めることができる。

$$P_{max} = \frac{4 \sigma_a Z}{L} \quad \text{-----} \quad (5.2)$$

$$\delta_b = \frac{P_{max} L^3}{48 E I} \quad \text{-----} \quad (5.3)$$

ここで、 P_{max} ：鋼材の降伏耐力、 σ_a ：鋼材の降伏点応力、 Z ：断面係数、 L ：単純梁の支点間長、 δ_b ：降伏点での変位（単純梁の中央点）、 E ：鋼材の弾性係数、 I ：断面二次モーメントである。

式(5.2)、(5.3)より鋼材の静的エネルギー吸収能 E_s と塑性変位 δ_p の関係は次式により表すことができる。

$$\begin{aligned} E_s &= \frac{1}{2} P_{max} \delta_b + P_{max} \delta_p \\ &= P_{max} \left(\frac{\delta_b}{2} + \delta_p \right) \quad \text{-----} \quad (5.4) \end{aligned}$$

(2) 衝撃载荷実験

(2.1) 衝撃エネルギーと塑性変位

鋼材に対する衝突体の落下くり返し回数毎の鋼材変位測定結果の一例を図-5.7に示す。鋼材に衝突する直前の衝突体（丸太、石球）の持つ運動エネルギー E_k は落下高（ H ）と衝突体の重量（ W ）より

$E_k = WH$ で算定できる。この運動エネルギーを衝撃エネルギー E_k とし、各実験ケースで衝突体を n 回くり返して衝突させた時の鋼材に作用する衝撃エネルギーの和（ $\sum E_k = n \cdot E_k$ ）とする。衝撃载荷実験により得られた、累積衝撃エネルギー（ $\sum E_k$ ）と鋼材の中央部塑性変位（ δ_p ）の関係を図-5.8～5.10に示す。図-5.7～5.

10より次のことが言える。

- ① 累積衝撃エネルギー（ $\sum E_k$ ）が増加するとそれに応じて塑性変位（ δ_p ）も線形的に増加する。
- ② 塑性変位は1回の衝突エネルギーがある値を（弾性限界衝撃エネルギーと呼ぶことにする）を超えた場合に生じ、それ以下では生じない（弾性変形のみである）。
- ③ 同一の累積衝撃エネルギーが

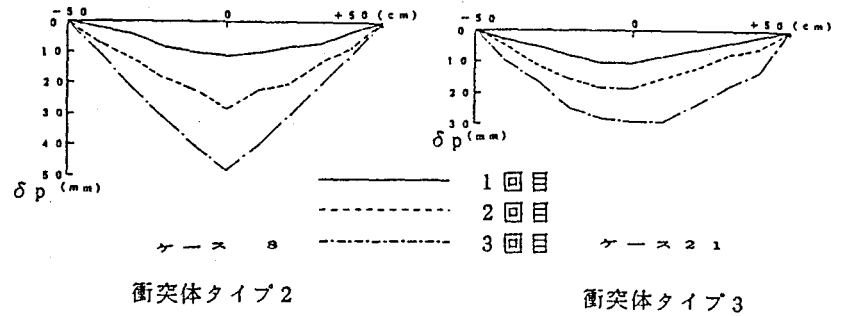


図-5.7 衝突体の落下回数毎の鋼材の塑性変位測定例（ $\phi 89.1$ ）

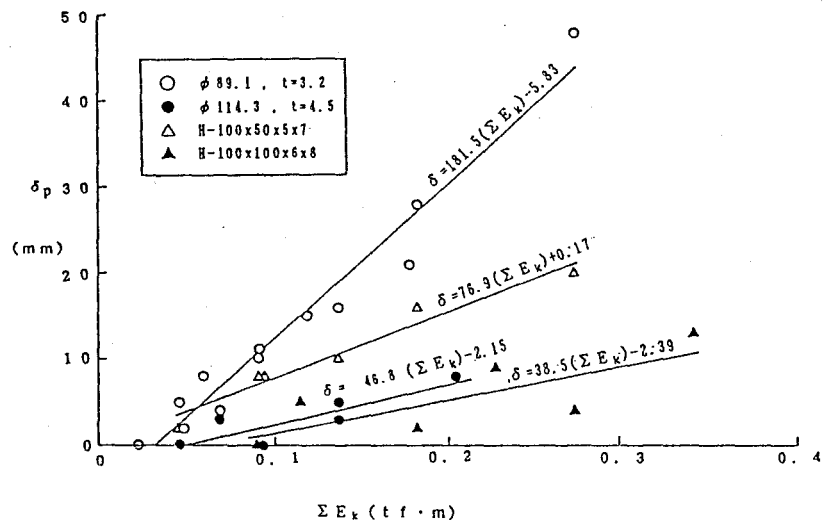


図-5.8 累積衝撃エネルギーと塑性変位（タイプ1）

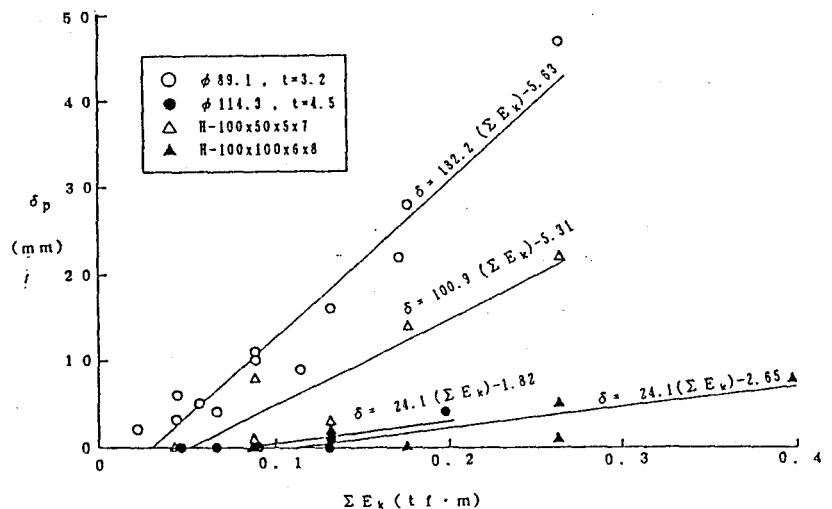
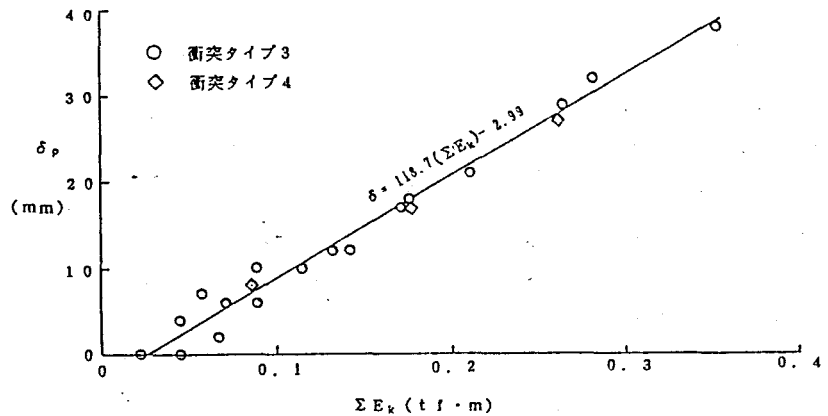


図-5.9 累積衝撃エネルギーと塑性変位（タイプ2）

加わる場合鋼管、H形鋼それぞれ
の断面係数が大きい程塑性変
位は小さい。

また、特に図-5.10では重量の異
なるタイプ3とタイプ4の丸太を
用いた実験結果を示すが、この図
より次のことが言える。



④ 塑性変位は鋼材に加わる累積 図-5.10 累積衝撃エネルギーと塑性変位 (タイプ3,4)

衝撃エネルギーにより左右され、衝突体の荷重 (あるいは速度) に左右されない。

(2.2) 衝突体の材質と塑性変位

流木 (木材) の繊維方向の弾性係数は杉の場合には
約 7.0×10^4 kgf/cm² あり、一方石礫の弾性係数は花
崗岩では約 5.0×10^5 kgf/cm² である。弾性球体が衝突
する時発生する衝撃荷重と変形についてはHertz⁸⁾ の
理論がある。このHertzの衝突理論を適用すると2つの
弾性球体が衝突する際に生ずる最大の反力 (衝撃力)

Pは次式で表される⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} P &= \sqrt{\frac{16 R_1 R_2}{9 \pi^2 (k_1 + k_2)^2 (R_1 + R_2)}} \alpha^{3/2} \\ k_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad k_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha &= \left(\frac{5 v^2}{4 n_1 n} \right)^{2/5} \\ n_1 &= \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2} \end{aligned} \right\} \text{----- (5.5)}$$

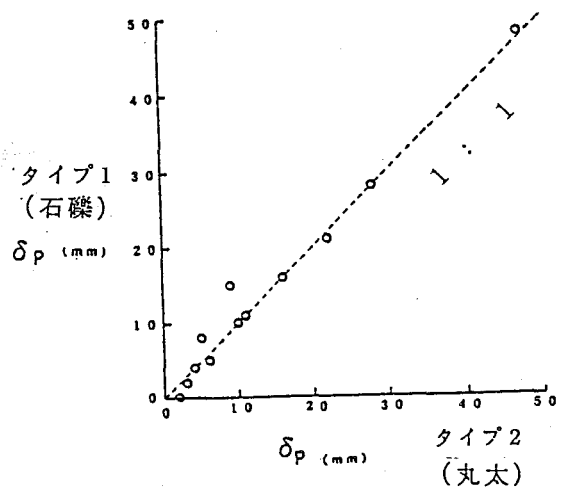


図-5.11 石球 (タイプ1) と丸太 (タイプ2) の衝突による塑性変位

ここに、 R_1 、 R_2 はそれぞれの球No.1、No.2の半径、 ν_1 、 ν_2 はポアソン比、 E_1 、 E_2 はヤング率、 v は相対速度 ($v_1 + v_2$)、 m_1 、 m_2 は質量である。式(5.5)によれば2物体間に生ずる衝撃力の大きさは2物体のもつ弾性係数の関数として表わされ弾性係数が小さい程 (すなわち柔らかい程) 生ずる衝撃力は小さくなる。流木 (木材) の弾性係数は石礫 (花崗岩) に比べて約 $1/10$ と小さく、Hertz の弾性

理論が塑性領域にもある程度拡張して適用できると仮定できるならば同一の重量と速度を持った石礫が衝突する場合に比べて、流木（木材）が衝突する場合には鋼材に生ずる衝撃力も小さく、塑性変形も小さいことが予想される。そこで同一の重量と同一の衝突面形状（球面）を持った丸太と石球を同一の高さ（H）から落下させて鋼材（ $\phi 89.1\text{mm}$ の鋼管）に衝突させた場合の鋼材の塑性変位を比較した結果を図-5.11に示す。この図より衝突体の材質（弾性係数）の違いによる塑性変位の差はなく、同一の衝突面形状と衝撃エネルギーを持つ流木と石礫の衝突による鋼材の塑性変位は同一であると言える。この理由としては鋼材が塑性変形を生ずる段階では作用する衝撃力は鋼材の降伏耐力を超えており、弾性理論が適用できないためと考えられる。

(2.3) 衝突面形状と塑性変位

衝突面の形状を平面、球面、錐形と変化させた重錘を数秒上に落下させ、その時重錘に生ずる衝撃加速度を測定した実験では衝突面の形状により生ずる衝撃加速度が異なり、球面や錐面に比較して平面の方が大きな衝撃や加速度が生じたことが報告されている³⁾。

今回の実験では、同一の流木の片側を半球面（タイプ2）もう一方を平面（タイプ3）に仕上げて同

一の高さから落下させた場合の鋼材（ $\phi 89.1\text{mm}$ の鋼管）の塑性変位を比較した結果を図-5.12に示す。この図より衝突面形状が球面の方が平面よりも大きな塑性変位を生ずると言える。これは衝突面が球面の場合には点集中荷重に近い形で載荷されるのに比較して、平面では接触面が広く線状（面状）の等分布荷重に近い形で載荷されるため、鋼材（単純梁）に働く衝撃力によるモーメント力が小さくなるため考えられる。実際の流木を見ると末端が凸状のものも多くみられるので流木止めの設計に当たっては流木の衝突面を半球面として鋼材の変位を設計した方が良いと言える。

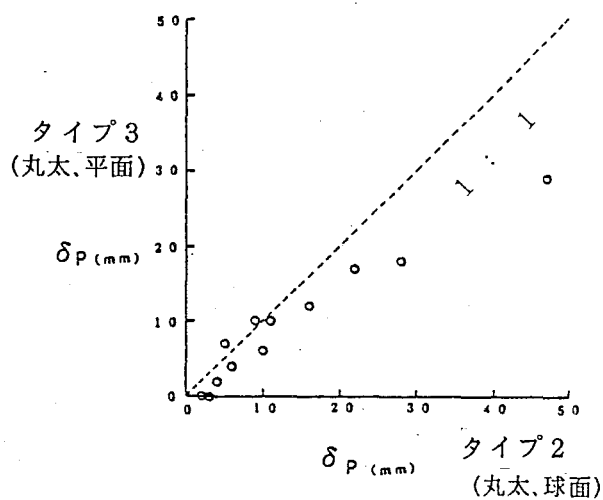


図-5.12 衝突面の形状の違いと塑性変位（タイプ2とタイプ3）

(2.4) 静的エネルギー吸収能と衝撃エネルギー吸収能

一般に鋼材の持つ静的エネルギー吸収能 E_s と衝撃エネルギー吸収能 E_D とは等しいと仮定されて静的エネルギー吸収能から衝撃エネルギー吸収能を推定している場合が多い⁴⁾。

そこで、今回の実験で得られた表-5.1の P_{max} および式(5.2)、(5.3)、(5.4)を用いてバイリニア型の荷重～変位曲線から求めた静的エネルギー吸収能 E_s と衝撃載荷実験より求めた塑性変位および累積

衝撃エネルギー吸収能 ΣE_D との関係から同一の塑性変位を生ずる E_S と ΣE_D との関係を求めた結果を図-5.13、5.14に示す。これらの図より衝撃エネルギー吸収能 ΣE_D と静的エネルギー吸収能 E_S にはほぼ正比例の関係があり、さらに $\Sigma E_D > E_S$ であることが分かる。そこで衝撃エネルギー吸収能 Σ

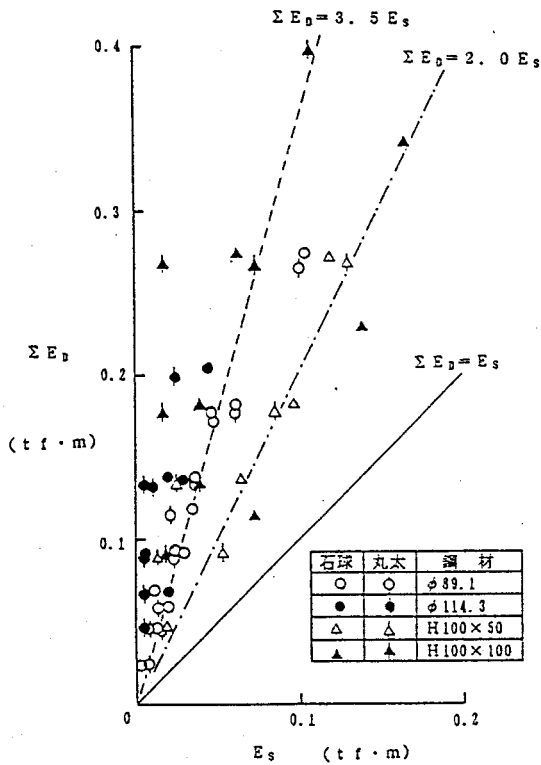


図-5.13 累積衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能 (タイプ1、タイプ2)

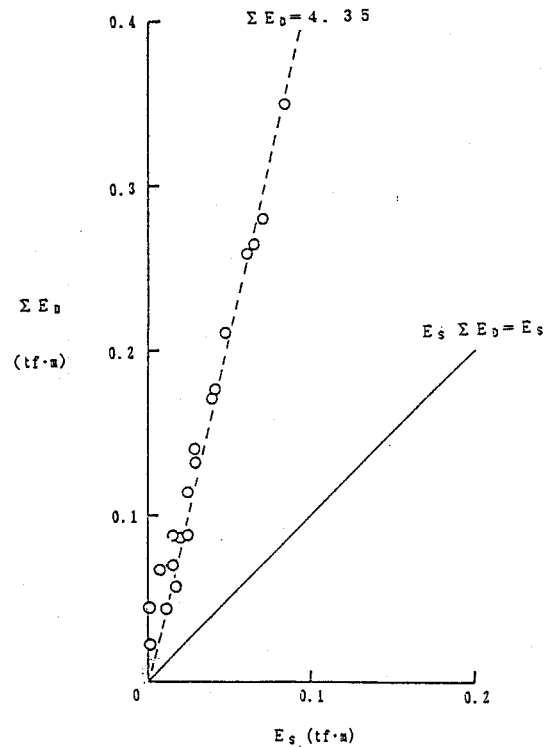


図-5.14 累積衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能 (タイプ3)

E_D と静的エネルギー吸収能 E_S の比 ($\Sigma E_D / E_S$) を鋼材の塑性変位との関係で整理したものを図-5.15に示す。この図より塑性変位 δ が約10mm以上の範囲では $\Sigma E_D / E_S$ は鋼材種類毎にほぼ一定であり次式で表すことができる。

$$\Sigma E_D = \alpha E_S \quad (5.6)$$

ここで ΣE_D : (累積) 衝撃エネルギー吸収能、 α : 梁の材質、形状と衝突体の衝突面の形状により決まる係数で今回の実験では約2より大きい。 E_S : 静的エネルギー吸収能

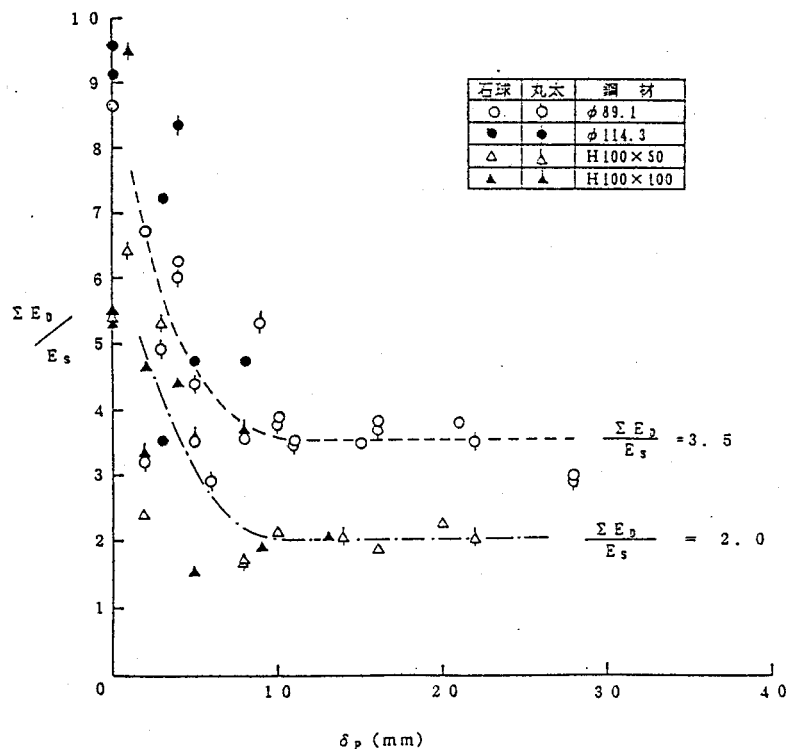


図-5.15 累積衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比 (タイプ1、タイプ2)

である。

塑性変位が小さい ($\delta < 10\text{mm}$) 範囲で $\Sigma E_D / E_S$ が大きくなるのは、次のような理由によるものと考えられる。

鋼製の単純梁に衝撃エネルギー E_D が作用した場合このエネルギーは梁の全体的塑性変形として吸収されるエネルギー E_{ND} 、梁の局部塑性変形として吸収されるエネルギー E_{LD} 、梁の弾性的変形として一時的に貯えられ衝突体の反発として放出されるエネルギー E_{ED} 、および梁の運動エネルギーや音、熱等に変換されて逸散するエネルギー E_0 に分けられる。従って梁に加えられた衝突体のもつ衝撃エネルギー E_k は次式によって表される。

$$E_k = E_D = E_{ND} + E_{LD} + E_{ED} + E_0 \quad \text{-----} \quad (5.7)$$

ここで、 E_0 は E_{ND} 、 E_{LD} 、 E_{ED} に比較して十分に小さいと見なせるので（本実験では梁の質量が小さいため）無視すると次式が得られる。

$$E_D = E_{ND} + E_{LD} + E_{ED} \quad \text{-----} \quad (5.8)$$

鋼材の局部変形は全体の塑性変位が小さい段階で、その占める割合が大きく全体の塑性変位が大きくなると相対的に小さくなると考えられる。従って図-5.15の δ が小さい範囲において $\Sigma E_D / E_S$ が大きいのは主として鋼材の局部塑性変位により吸収されるエネルギー E_{LD} のためであると考えられる。

(2.5) 静的変形エネルギー吸収能と衝撃変形エネルギー吸収能

鋼材単純梁の静的エネルギー吸収能は鋼材の塑性変形として吸収されるエネルギー E_{NS} と梁の弾性変形として一時的に貯えられ除荷時に放出されるエネルギー E_{ES} に分けられる。従って梁への静的載荷実験による静的エネルギー吸収能 E_S は次式で表すことができる。

$$E_S = E_{NS} + E_{ES} \quad \text{-----} \quad (5.9)$$

図-5.5において E_S は四角形 $OAB C$ で囲まれたエネルギー、 E_{NS} は平行四辺形 $OAB D$ で囲まれたエネルギー、 E_{ES} は $\Delta B C D$ で囲まれたエネルギーを意味する。落下高さ H から落下し、鋼材に衝突した衝突体はその後はねかえされて高さ h まで戻る。衝突体および鋼材種類毎にはねかえり高さ h （衝突体が鋼材に衝突した後にはねかえりによって上昇した最大の高さ）と、落下高 H の関係を整理したものを図-5.16に示す。鋼材に加えられた実質的な衝撃エネルギーは $W(H-h)$ で表すことができ、この値は式 (5.7) のうちの $E_{ND} + E_{LD}$ に等しいと考えられる。これを衝撃変形エネルギー吸収能 E_{TD} と定義すると次式で表すことができる。

$$E_{TD} = E_{ND} + E_{LD} = W(H-h) \quad \text{-----} \quad (5.10)$$

このようにして得られた衝撃変形エネルギー吸収能を各実験ケースのくり返し落下毎に累積したものを累積衝撃変形エネルギー吸収能 ΣE_{TD} として静的変形エネルギー吸収能 E_{NS} との関係を整理し

たものを図-5.17、5.18に示す。また、 $\Sigma E_{TD}/E_{NS}$ の比と塑性変位の関係を整理したものを図-5.19

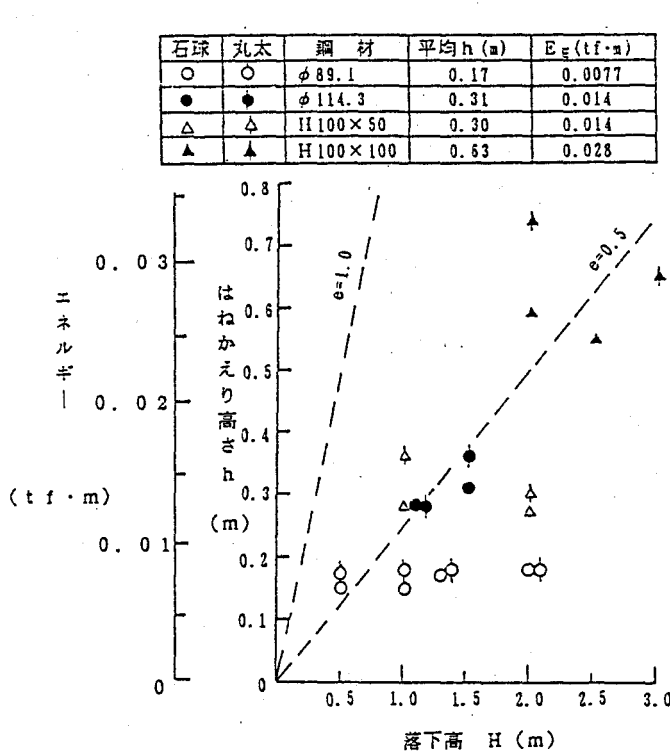


図-5.16 衝突体の落下高 (H) と (h) はねかえり高さ (h)

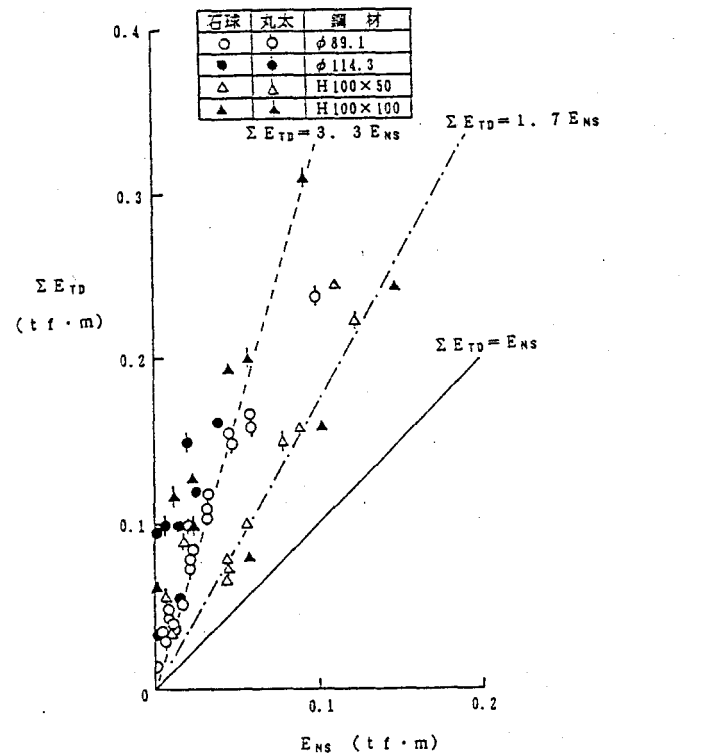


図-5.17 累積衝撃変形エネルギー吸収能と静的変形エネルギー吸収能 (タイプ1、タイプ2)

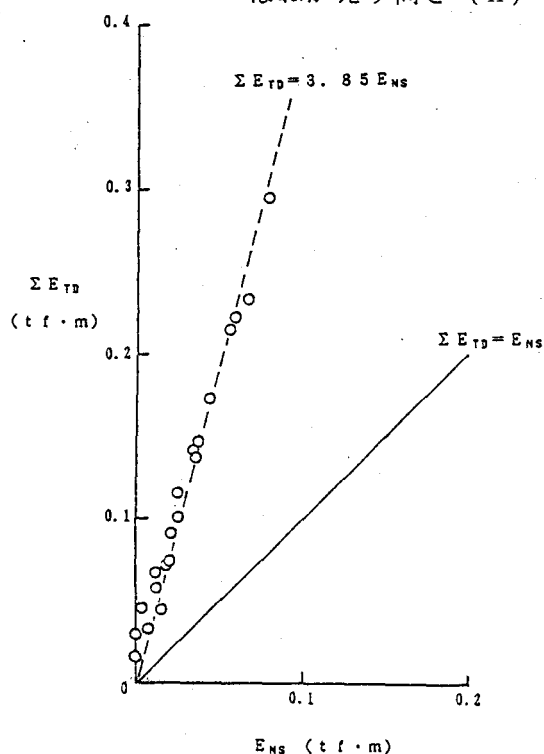


図-5.18 累積衝撃変形エネルギー吸収能と静的変形エネルギー吸収能 (タイプ3)

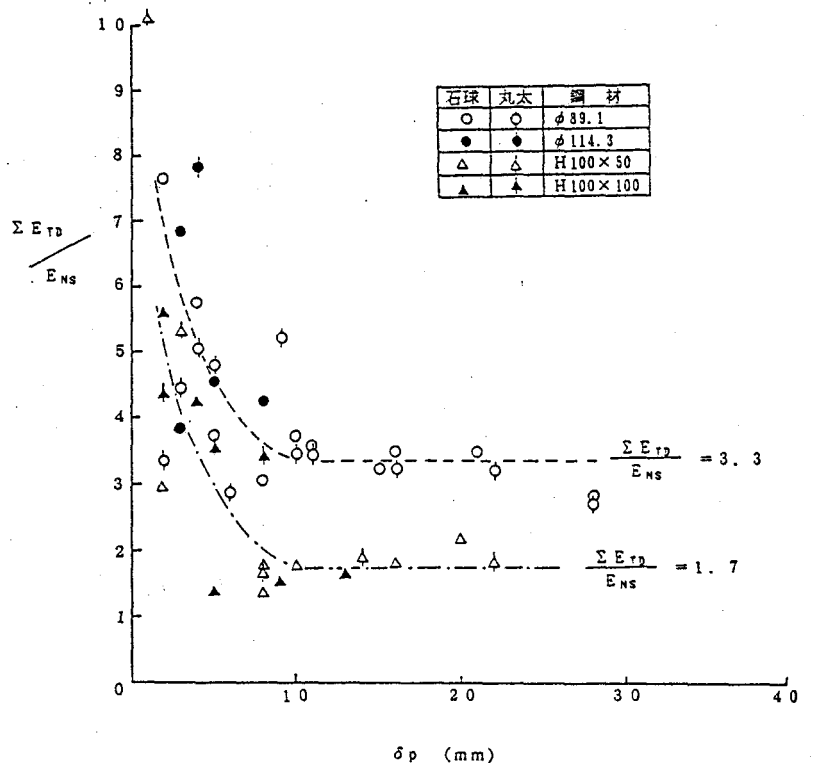


図-5.19 累積衝撃変形エネルギー吸収能と静的変形エネルギー吸収能の比 (タイプ1、タイプ2)

に示す。塑性変位 δ が小さい範囲では $\Sigma E_{TD}/\Sigma E_{NS}$ の値が特に大きいこれは鋼材の局部変形吸収能

E_{LD} が大きく寄与しているためと考えられる。 $\delta \geq 10\text{mm}$ なる範囲では次式の関係がある。

$$\Sigma E_{TD} \doteq \beta E_{NS} \text{ ----- (5.11)}$$

ここで、 ΣE_{TD} : 累積変形エネルギー吸収能

β : 鋼材の大きさ、形状、および衝突体の衝突面の形状による係数

E_{NS} : 静的変形エネルギー吸収能である。

$\beta > 1.0$ となる理由の一つは衝撃载荷実験での载荷速度は極めて大きく、このために鋼材にひずみ速度効果 (Strain rate effect) が生ずるためと考えられる。単純梁鋼管 (長さ、1.0m、 $\phi 89.1\text{mm}$) の降伏耐力までの衝撃力作用時間は約 5×10^{-4} 秒であり¹⁰⁾ 今回の実験では鋼材の降伏耐力までのひずみ量は $1.38 \sim 1.76 \times 10^{-3}$ であるからひずみ速度は約 $2.8 \sim 3.5 \text{sec}^{-1}$ であり、図-5.20によればひずみ速度効果¹¹⁾ により降伏強度が約40%増加することとなる。H形鋼の β は約1.6~1.8でありほぼこの値と一致するが、鋼管の β は約3.3と大きく、ひずみ速度効果以外にも局部塑性変形が大きく寄与しているものと考えられる。

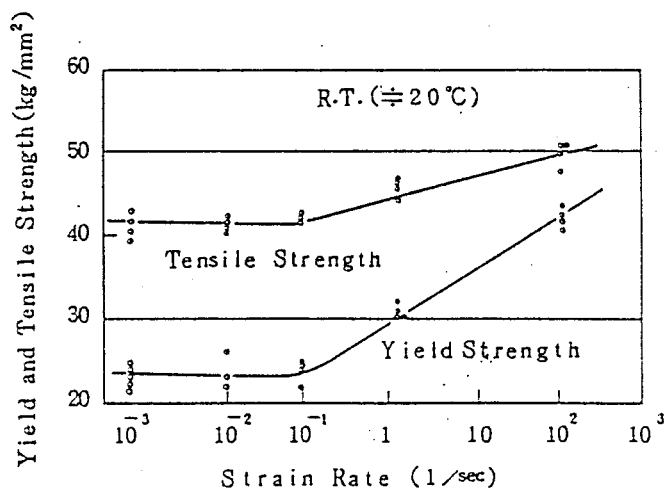


図-5.20 鋼材の降伏点強度と引張強度に及ぼすひずみ速度効果 (室温)

5.3 鋼製流木止め部材の設計法

5.3.1 鋼製流木止め部材の設計手順

実験結果とその考察をもとに流木のもつ衝撃エネルギーと鋼材の塑性変位の関係を用いた鋼製流木止め部材の実用上の設計手法を検討する。鋼製流木止め部材の設計フローを図-5.21に示す。

- ① 先ず、流木止めの計画位置へ流出してくる流木の大きさ (長さ、径、重量)、本数および速度を決定する。流木の大きさは上流にある樹木の高さ、直径および河床幅等を考慮して決定する。流木の速度は想定される土石流や洪水の表面流速と同一とする。
- ② 流木止め部材へ衝突する1本当りの流木の運動 (衝撃) エネルギーを次式により算定する。

$$E_k = \frac{W}{2g} V^2 \text{ ----- (5.12)}$$

ここで、 E_k : 1本の流木のもつ運動 (衝撃) エネルギー (tf・m)

W : 1本の流木の重量 (tf)

g : 重力加速度 (9.8m/s^2)

V : 流木の衝突速度 (m/s)

である。

- ③ 部材の許容塑性変位 δ_0 を決定する。鋼製部材の塑性変位がある値よりも大きくなると部材の接継部（ボルトや溶接）の破壊が起こり易く構造体として機能できなくなる。従って部材について許容塑性変位 δ_0 を決定する。類似の例としては落石防止柵の設計では支柱の許容最大変位角を 15° としている⁶⁾。
- ④ 部材を仮定する。既往の流木止めの設計例等を参考に部材の断面等を仮定する。
- ⑤ 許容塑性変位 δ_0 に対する部材の衝撃エネルギー吸収能 E_D を算定する。 E_D の算定はモデル化した部材の衝撃実験結果より行うのが良いが、それが困難な場合で部材を単純梁にモデル化できる場合は式(5.2)～(5.4)より導いた次式により算定できる。

$$E_D = \alpha E_s = \alpha \frac{\sigma_y^2 Z^2 L}{6 E I} + \alpha \frac{4 \sigma_y Z}{L} \delta_0 \text{ ----- (5.13)}$$

ここで、 E_D : 部材の衝撃エネルギー吸収能 (tf・m)

α : 係数（部材の形状、大きさにより変化する。ただし $\alpha=1.0$ ならば安全側である）

E_s : 部材の静的エネルギー吸収能 (tf・m)

σ_y : 部材の降伏応力 (tf/m²)

Z : 部材の断面係数 (m³)

L : 単純梁とした時の支点間長 (m)

E : 部材の弾性係数 (tf/m²)

I : 部材の断面二次モーメント (m⁴)

δ_0 : 部材の許容塑性変位 (m)

である。

また、塑性変形の起さない限度の弾性限界エネルギー吸収能 E_0 を算定する。これも衝撃実験により行うのが良いが、困難な場合で部材を単純梁にモデル化できる場合には式(5.2)～(5.4)より導いた次式により算定する。

$$E_0 = \alpha \frac{\sigma_y^2 Z^2 L}{6 E I} \text{ ----- (5.14)}$$

式中の記号の定義は式(5.13)に示す記号と同様である。

- ⑥ 1本の流木の運動（衝撃）エネルギー E_k と部材の弾性限界エネルギー吸収能 E_0 を比較する。

1) $E_k < E_0$ の場合は流木の衝突による部材の塑性変形が生じないので合格である。ただし、必要

に応じてより経済的な（小さな）断面の部材の採用を検討する。

④) $E_k > E_0$ の場合は、流木の衝突による部材の塑性変形が生ずるので次の検討に移る。

⑦ 1本の部材に流木が衝突する回数 n を決定する。実験の結果等から流木止め位置までに流下してくる流木本数 N のうち1本の部材に衝突する流木の本数（回数） n を決定する。

⑧ 1本の部材に加わる累積衝撃エネルギー ΣE_k を次式により算定する。

$$\Sigma E_k = n \cdot E_k \text{ ----- (5.15)}$$

ここで、 ΣE_k : 累積衝突エネルギー (tf・m)

n : 流木の衝突回数 (回)

E_k : 1本の流木のもつ平均的な
運動（衝撃）エネルギー
(tf・m) である。

ただし、 E_k が流木の大きさ等により異なる場合は $E_k > E_0$ なる各流木の E_k を合計して ΣE_k を求めてもよい。

⑨ 1本の部材のもつ衝撃エネルギー吸収能 E_D とその部材に衝突する流木の累積衝撃エネルギー ΣE_k の大きさを比較し、 $E_D \geq \Sigma E_k$ の場合にはその部材は合格とする。ただし、必要に応じてより経済的な（小さな）断面部材の採用を検討する。

一方、 $E_D < \Sigma E_k$ の場合には④に戻ってさらに大きな断面の部材を仮定して以下同様の検討を実施する。なお、土石流流下域で流木止めに巨礫が衝突することが予想される場合には図-5.21の「流木」を「巨礫」に読みかえて同様の検討を行い巨礫の衝突に対する流木止め部材の安全の検討を行うこともできる。

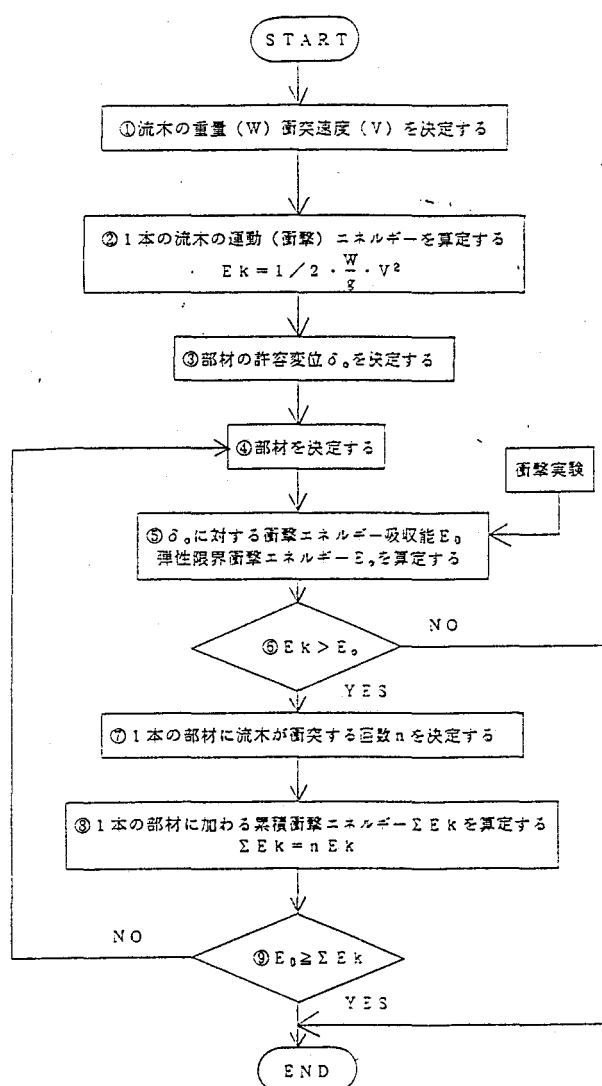


図-5.21 鋼製流木止め部材選定フロー

5.3.2 鋼製流木止め部材の設計例

実際の流木止め部材の計算例として

図-5.22に示すような流木止めの縦部材に必要な断面を検討する。縦部材は上方の横梁と下方の砂防ダムの2支点により支えられる長さ2.0mの単純梁と仮定できる。流木の大きさは1.5で示した昭和62年8月の山形県温海町における土石流災害時に発生した流木の最大値を参考として直径35cm、長さ16mとする。流木の比重を0.90とすれば1本の流木の重量は1.39tfと

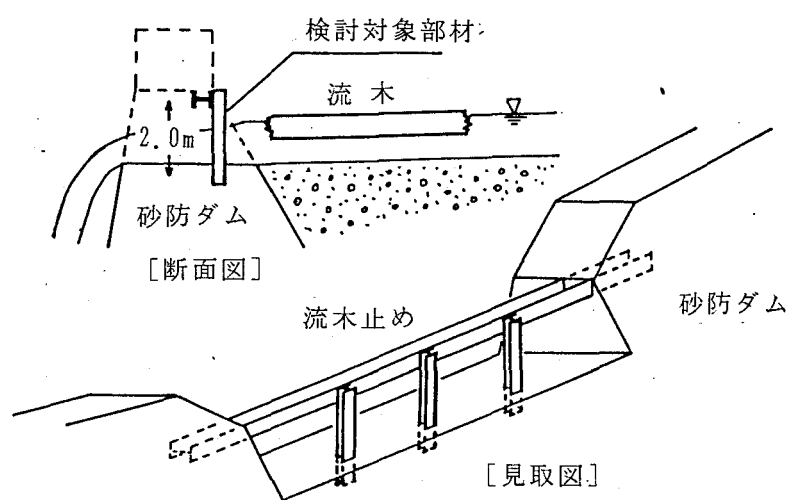


図-5.22 鋼製流木止め部材の検討対象概念図

表-5.3 鋼製流木止め部材の検討例

(表中、○印は適する、×印は適しない)

	鋼材種 (mm)				E_D (tf·m)	ΣE_k (tf·m)				
	高さ	幅	ウェブ	フランジ		$V=0.5$ (m/s)	$V=1.0$ (m/s)	$V=2.0$ (m/s)	$V=4.0$ (m/s)	$V=8.0$ (m/s)
H形鋼	100	60	3.2	4.5	0.225	○ (0.089)	×	×	×	×
	100	100	3.2	4.5	0.353	○	× (0.355)	×	×	×
	125	100	3.2	4.5	0.457	○	○	×	×	×
	125	125	3.2	4.5	0.558	○	○	×	×	×
	150	100	3.2	6.0	0.710	○	○	×	×	×
	150	150	3.2	6.0	1.03	○	○	×	×	×
	200	100	4.5	6.0	1.05	○	○	× (1.42)	×	×
	200	150	4.5	6.0	1.48	○	○	○	×	×
	250	150	4.5	9.0	2.66	○	○	○	×	×
	300	150	4.5	9.0	3.30	○	○	○	×	×
	350	175	4.5	9.0	4.53	○	○	○	× (5.68)	×
	400	200	6.0	12.0	7.81	○	○	○	○	×
	450	200	6.0	12.0	9.00	○	○	○	○	×
	450	250	6.0	12.0	10.87	○	○	○	○	× (22.7)
鋼管	外径	厚さ								
	76.3	4.0			0.096	○ (0.089)	×	×	×	×
	89.1	4.0			0.133	○	×	×	×	×
	101.6	5.0			0.212	○	×	×	×	×
	114.3	5.6			0.299	○	× (0.355)	×	×	×
	139.8	6.0			0.485	○	○	×	×	×
	190.7	7.0			1.06	○	○	× (1.42)	×	×
	318.5	9.0			3.88	○	○	○	× (5.68)	×
	406.4	19.0			12.6	○	○	○	○	×
	500	14.0			14.8	○	○	○	○	× (22.7)
	600	16.0			24.4	○	○	○	○	○
	700	16.0			33.6	○	○	○	○	○
	812.8	22.0			61.2	○	○	○	○	○
	1016.0	22.0			97.3	○	○	○	○	○

なる。流木止に衝突する時の流木の速度は洪水の表面流速とほぼ同じと考えられる。

一方、流量観測用の表面浮子流下速度は平均流速の約1.18倍である¹³⁾ので、これを目安にマニング式等により平均流速を求めて流水の表面流速を推定することができる。ここでは流木の速度が0.5、1.0、2.0、4.0、8.0m/sの5ケースについて検討する。また1本の流木止め部材に対する流木の衝突回数 n を5回と仮定する。以上より、1本の流木止め部材に作用する累積衝撃エネルギー ΣE_k は次式により計算できる。

$$\Sigma E_k = n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} V^2 = 2.5 \cdot \frac{W}{g} V^2 \text{ ----- (5.16)}$$

ここに、 n は1本の流木止め部材に流木が衝突する回数、 W は流木の重量(tf)、 g は重力加速度(m/sec²)、 V は流木の流木止め部材に対する衝突速度(m/sec)である。

鋼製部材としてはH形鋼あるいは鋼管を用いるものとする。鋼種は一般的にSWH41、STK41であり、鋼材の降伏点強度は表-5.1の σ_s を用いてH形鋼で $\sigma_y=37,000\text{tf/m}^2$ 、鋼管で $\sigma_y=29,000\text{tf/m}^2$ とし、弾性係数は鋼構造物設計指針⁷⁾より $E=2.1 \times 10^7\text{tf/m}^2$ とする。

また部材の中央点における許容塑性変位は、変位角としては約6°にあたる $\delta_0=0.10\text{m}$ とする。式(5.13)における係数 α は安全側である $\alpha=1.0$ を採用する。以上の数値を代入すると式(5.13)は以下のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{H形鋼では } E_D = 21.7 \frac{Z^2}{I} + 7,400 Z \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \\ \text{鋼管では } E_D = 13.3 \frac{Z^2}{I} + 5,800 Z \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \end{array} \right\} \text{ ----- (5.17)}$$

H形鋼および鋼管の断面性能についてはJISハンドブック¹⁴⁾によることとする。代表的な断面のH形鋼及び鋼管について E_D を計算するとともにこれと ΣE_k と比較して各条件でのH形鋼及び鋼管の適否を整理した結果を表-5.3に示す。これより、流速の小さな(約5m/s以下)洪水に伴う流木に対してはH形鋼、鋼管の両者を用いることができるが、流速の大きい洪水や土石流に伴う流木に対しては極めて大きな口径の鋼管を用いる必要がある。

5.4 結 語

鋼製流木止め部材の設計手法を検討するために部材をモデル化した実物大の鋼製単純梁(鋼材)に実物大の流木(丸太)および石球(巨礫)を衝突させる実験を行い、部材に生ずる塑性変位および衝突体のはね返り高さ等を測定した。実験の結果次のことが明かとなった。

① 同一の衝突面形状を持つ流木と石礫が同一の運動エネルギーで衝突すれば、鋼材に生ずる塑性変

位は同一である。すなわち、木材と、石材という材質による差は認められない。

- ② 累積衝突エネルギーとそれによる累積塑性変位は正比例の関係にある。
- ③ 流木（丸太）の衝突面の形状を半球状と平面に変化させると同一運動エネルギーで衝突しても塑性変位は異なる。
- ④ 鋼材の塑性変位を生じさせる衝撃エネルギーには下限値が存在する。これは鋼材および衝突体の種類（形状、材質）により異なる。
- ⑤ 同一の塑性変位を生ずる衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比は同一の鋼材で塑性変位量がある程度大きい場合はほぼ一定である。また、衝撃エネルギー吸収能は静的エネルギー吸収能よりも大きく、この傾向はH形鋼よりも鋼管の方が強い。

実験の結果をもとに、鋼製流木止め部材の実用的な設計手法及び計算例を示した。

今回の実験では限られた種類の鋼材を用いて、単純梁という限られたモデルにおける鋼材の挙動を解析したものであり、今後はより広い鋼材種や部材モデル、流木モデル等を用いた実験を行いその適用限界を広げるとともに鋼製流木止めの設計手法を確立していく必要がある。

参考文献

- 1) (財) 砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧、pp.1～110、1987
- 2) 水山高久、中西宏、松村和樹：大口径鋼管に対する衝撃載荷試験、新砂防、第38巻、第4号、pp.10～15、1985
- 3) 水山高久、下東久巳：鋼管の土石流衝撃力に対する応答、土木技術資料、第28巻、第9号、pp.26～31、1986
- 4) 水山高久、鈴木浩之：鋼管の衝撃による変形と破壊、新砂防、第41巻、第4号、pp.11～20、1988
- 5) 水原邦夫、武居有恒、南哲行：流木の流下阻止に関する基礎的研究（Ⅱ）－柵状構造物における流木の衝撃力と堰止め率－、新砂防、第32巻、第3号、pp.9～16、1980
- 6) (社) 日本道路協会：落石対策便覧、pp.1～359、1983
- 7) (社) 土木学会：鋼構造物設計指針、PARTA、一般構造物、PP.1～157、1987
- 8) Werner Goldsmith : Impact (The Theory and Physical Behaviour of Colliding Solids)、Edward Arnold Publishers LTD、pp.330～337、1960
- 9) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点、新砂防、第32巻、第1号、pp.40～43、1979
- 10) 佐々木 康、古賀泰之：数砂上の落石の衝撃力に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.340、pp.127～137、1983
- 11) 矢澤昭夫、水山高久、鈴木浩之：鋼管梁の衝撃応答実験報告書、土木研究所資料、第2448号、pp.1～87、1987
- 12) 大森正信、吉永芳豊、武井英雄：軟鋼の引張性質におよぼす変形速度の影響、日本金属学会誌第29巻、pp.1087～1093、1965
- 13) (社) 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案)調査編、山海堂、pp.42～43、1976
- 14) (財) 日本規格協会：JISハンドブック鉄鋼、(財) 日本規格協会、pp.526～527、1986

結 論

本研究は山地小溪流において発生する、流木を伴う土砂流出による災害に関して、流木による災害実態、土石流による家屋の被災度推定法、流木の運動・堆積機構、流木対策施設の流木制御機能を明らかにするとともに、流木対策施設設計法を提示することを目的として行われたものである。

まず、緒論において、山地溪流における流木対策のための調査、計画、設計、維持管理手法を検討する基礎として流木の発生・流下・堆積機構を明らかにすることが重要であることを述べた。また山地小溪流における重要な災害形態である流木を伴う土石流災害を防止するため、土石流危険区域内の土地利用計画、住民の土石流への対応、土石流に強い住宅や街づくり等の検討に当たっては土石流の氾濫による家屋の被災度の推定手法を明らかにすることが重要であることを述べた。さらに、これらの検討項目を解明するために、現地における災害実態調査、室内・屋外模型実験及びシミュレーション計算等による体系的な調査・研究が必要であることを述べた。

第1章では流木対策の重要性を確認するためと流木に関する種々の検討を行う基礎として山地小溪流において土石流とともに発生した流木について、主として現地調査結果をもとに流木による被害の実態、流木の発生原因・形態、溪流における流木収支、発生・流下した流木の特徴等について整理・考察した。また、流木の発生実態調査結果より、土石流にともない発生する流木量（本数、幹材積）を推定する以下の経験式を得た。すなわち、発生流木本数（ $N_{\text{本}}$ ）の上限値と流域面積（ $A \text{ km}^2$ ）には $N = 5,000 A$ の関係が認められる。また発生流木本数（ $N_{\text{本}}$ ）の上限値と生産土砂量（ $V_y \text{ m}^3$ ）には $N = 0.2 V_y$ の関係がある。さらに発生流木の幹材積（ $V_g \text{ m}^3$ ）の上限値と流域面積（ $A \text{ km}^2$ ）にはおよそ $V_g = 500 A$ の関係が認められ、発生流木幹材積（ $V_g \text{ m}^3$ ）の上限値と生産土砂量（ $V_y \text{ m}^3$ ）には $V_g = 0.02 V_y$ の関係があることを示した。

第2章においては昭和63年7月に広島県加計町を中心として発生した土石流災害を例にとり、土石流の流下、氾濫による家屋の被災度調査を実施して、地形及び水理条件に関する数種のパラメーターと家屋の被災度との関係を検討した。その結果、家屋の被災度は土石流の流体力と高い相関関係があることが明かとなった。さらに家屋の持つ水平耐力を考慮して検討を行った結果、土石流の持つ流体力が 0.5 tf/m 未満では家屋に損傷が生じておらず、 1.0 tf/m 未満では半壊及び全壊といった人命の危険に直接係わるような被害は発生していないという結果が得られた。このことから土石流氾濫区域内にある家屋の被災度を精度よく推定するための指標として土石流流体力が極めて有効であることが明かとなった。土石流氾濫シミュレーション計算により土石流氾濫区域内の流体力分布を求め、これと実際の家屋の被災度とを比較することにより、土石流氾濫区域内の家屋の被災度を客観的かつ精度よく

推定できることを示した。この手法は土石流に関する客観的で精度の高いハザードマップ作成に利用することができ、このハザードマップを通して土石流危険区域内の住民の警戒避難体制の整備、土地利用計画、住宅移転の検討等が進み、土石流災害防止に役立つものと考えられる。

第3章においては溪流における流路、狭窄部および扇状地における流木の運動および堆積機構に関する理論的・実験的な検討成果をまとめた。まず溪床上での流木の移動開始と停止条件を与える式を提案した。これは模型水路を用いた実験によりその妥当性が実証された。実験結果をもとに流路中の狭窄部における流木捕捉率と、狭窄部の幅と流木の長さの比との関係を示した。さらに扇状地模型を用いた水理模型実験より、洪水及び土石流とともに流下する流木の、扇状地における氾濫・堆積形態に関して以下のことが明かとなった。

- (1) 洪水とともに流下する流木は扇状地から下流へ、土石流とともに流下する流木は扇状地中央部から上流に堆積が進行し、流木の堆積形態が異なる。
- (2) 洪水及び土石流とともに流下する流木では単位幅流量が増加すると、より下流まで流木が流下する。
- (3) 扇状地内に比較的大きな水路がある場合、洪水とともに流下する流木は水路勾配 $5^{\circ}\sim 7^{\circ}$ 付近で最も堆積し易い。
- (4) 流木が混入すると土石流の流動が妨げられ、土砂は扇状地上流部へ堆積する傾向が認められる。
- (5) 流木は土砂堆積箇所の下流に多く堆積する。
- (6) 扇状地内に水路があると流木および土砂はより下流へ流下して堆積する。
- (7) 扇状地内の水路に流木止めを設置した場合、流木とともに洪水のみが流下する場合は流木止めの効果が高いが、多量の土砂とともに流木が流下する場合には流木止めの流木捕捉効果は低い。
- (8) 扇状地上流の直線水路内に水路幅と同じ流木長の流木を土石流とともに流下させると直線水路内で流木ダムが形成される。流木ダムが破壊すると短時間の内に多量の土砂・流木が流下し、二次災害を起こす危険性が高い。

また昭和63年の広島災害で土石流とともに発生した流木の扇状地における堆積形態を調査して、実験結果と比較した結果、今回の実験は実際の流木の堆積実態を良く再現していることが明かとなった。

第4章では流木対策施設の計画、設計に関連して、我国で最も一般的な流木止めスクリーンによる流木捕捉率を水理模型実験により検討した。この結果、流木止めスクリーンによる流木捕捉率を算定する実験式を得た。透過型砂防ダムについては実験結果から、横桁有りの場合には流木捕捉機能が、横桁無しの場合には土砂透過機能があることが明かとなった。

通常の砂防ダム、流木止め付砂防ダムおよび砂防ダム水樋池における流木捕捉効果について三次元

水理模型実験により検討を行った結果以下の事項が明かとなった。通常の砂防ダム堆砂域における流木捕捉率は砂防ダム水通し幅に比して流木の最大長が1.3倍以上あると流木捕捉率は向上する。一方、水通し幅よりも流木の最大長が小さい場合には捕捉効果は少ない。流木止スクリーンによる流木捕捉率は主としてスクリーンの横方向純間隔に左右され、縦方向純間隔の影響は少ない。流木止スクリーンへの多量の土砂の流下が予想される場合には土砂によりスクリーンが閉塞されないようスクリーンの縦方向及び横方向の純間隔を大きくする必要がある。新しく考案した分流板付水褥池を設置すると、砂防ダム水褥池における流木捕捉率が高まることを示した。

第5章においては流木の衝突に対する鋼製流木止め部材の強度上の設計基準を明らかにするため、実物大の鋼材に対して静的載荷実験と動的載荷実験を行い、流木の持つ運動（衝撃）エネルギーと鋼材の塑性変位の関係について検討を行った。実験結果より以下の結論が得られた。

- (1) 同一の衝突面形状を持つ流木と石礫が同一の運動エネルギーで衝突すれば鋼材に生ずる塑性変位は同一である。すなわち、木材と石材という材質による差は認められない。
- (2) 累積衝撃エネルギーとそれによる累積塑性変位は正比例の関係にある。
- (3) 同一の塑性変位を生ずる衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比はほぼ一定であり、衝撃エネルギー吸収能は静的エネルギー吸収能よりも大きく、この傾向はH形鋼よりも鋼管において強い。

以上の実験結果を基に、鋼製流木止め部材の実用的な設計手法を提案した。またこの設計手法をもとに鋼製流木止め部材の設計例を示した。

本研究において明かとなった、山地小溪流において発生する流木を伴う土砂流出による災害の実態、土石流による家屋の被災度推定法、流木の運動・堆積機構、砂防ダム及び流木対策施設による流木制御機能、鋼製流木止め部材の設計法が、山地小溪流からの流木を伴う土砂災害に関する研究の進展に寄与し、流木を伴う土砂災害の防止を検討、実施する上での一助となれば幸いである。

謝 辞

本研究のとりまとめにあたっては、京都大学農学部武居有恒教授、小橋澄治助教授より終始懇切なご指導を賜った。また、研究の実施、論文の執筆に当たっては建設省土木研究所水山高久砂防研究室長より多くのご指導とご援助を得た。さらに、本研究における現地調査、模型実験、資料整理に関しては、建設省土木研究所砂防研究室の浅井信秀部外研究員（現、川鉄建材工業株式会社）、福澤 誠技官、矢島重美技官および鈴木浩之技官（現、関東地方建設局江戸川工事事務所）の多大な協力を得た。ここに記して深甚の謝意を表するしだいである。

また、現地における調査および写真等の資料の収集にご協力を頂いた建設省および府県の砂防関連部局の方々に厚くお礼申し上げる。